

0-779877

На правах рукописи



МИРСАЯПОВ ИЛШАТ ТАЛГАТОВИЧ

**ВЫНОСЛИВОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПРИ ДЕЙСТВИИ
ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ**

Специальность 05.23.01- Строительные конструкции, здания и сооружения

Автореферат
диссертации на соискание ученой степени
доктора технических наук

Казань - 2009

Работа выполнена в ФГОУ ВПО «Казанский государственный архитектурно-строительный университет»

Научный консультант:

доктор технических наук, профессор
Залесов Александр Сергеевич

Официальные оппоненты:

доктор технических наук, профессор
член-корреспондент РААСН
Баранова Тамара Ивановна

доктор технических наук, профессор,
член-корреспондент РААСН
Селяев Владимир Павлович

доктор физико-математических наук,
профессор
Каюмов Рашид Абдулхакович

Ведущая организация:

Московский государственный строительный
университет (МГСУ), г. Москва

Защита состоится 29 декабря 2009 г. в 10⁰⁰ часов на заседании диссертационного совета Д 212.077.01 при Казанском государственном архитектурно-строительном университете по адресу: 420043, г. Казань, ул. Зелёная, 1, в ауд. 3-203.

С диссертацией можно ознакомиться в библиотеке Казанского государственного архитектурно-строительного университета.

Автореферат разослан **26** ноября 2009 г.

НАУЧНАЯ БИБЛИОТЕКА КГУ



0000621224

Учёный секретарь
диссертационного совета,
д.т.н., профессор

Л.А.Абдрахманова

ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА РАБОТЫ

Актуальность темы. Железобетон является основным конструкционным материалом в современном капитальном строительстве. Поэтому повышение его эффективности, надежности и долговечности имеет народнохозяйственное значение. Одним из основных путей решения этих задач является совершенствование методов расчета железобетонных конструкций.

В процессе эксплуатации железобетонные конструкции промышленных, энергетических, гидротехнических, транспортных зданий и сооружений подвергаются воздействию многократно повторяющихся нагрузок. Происхождение, характер, уровень и частота этих нагрузок разнообразны и в ряде случаев они являются основными, определяющими долговечность конструкций. При действии многократно повторяющихся нагрузок напряжения в этих конструкциях изменяется по величине с большой скоростью, а иногда и по знаку, что при определенных условиях может привести к потере несущей способности. При этом в зависимости от параметров внешней нагрузки, из-за усталости бетона и арматуры разрушение конструкций наступает при напряжениях, значительно меньших статически разрушающих. В настоящее время, с одной стороны увеличение мощностей станков, машин и оборудования, гидроагрегатов, паротурбогенераторов, центрифуг и т.д. ведет к увеличению интенсивности и частоты циклического нагружения, а применение высокопрочных бетонов и арматуры ведет к уменьшению веса конструкций и как следствие к уменьшению коэффициентов асимметрии цикла внешней нагрузки, а с другой стороны, применение высокопрочных и менее пластичных бетонов и арматуры, а также периодический профиль арматуры снижают их относительные пределы выносливости и повышают чувствительность железобетонных конструкций к циклическим нагрузкам. Все это требует точной оценки их усталостной прочности, определения и назначения пределов выносливости железобетонных конструкций.

Одной из специфических задач при проектировании зданий и сооружений из железобетона, в процессе эксплуатации которых необходимо учитывать влияние динамических нагрузок, является расчет на выносливость при действии поперечных сил. В железобетонных конструкциях разрушение в зоне совместного действия изгибающего момента и поперечных сил происходит по наклонному сечению, проходящему по критической наклонной трещине. В этой связи в отечественной теории железобетона, для удобства, термин «расчет железобетонных конструкций на совместное действие изгибающего момента и поперечных сил», по аналогии с термином «расчет по нормальному сечению», для обычных балок заменен на условный термин «расчет железобетонных конструкций по наклонному сечению». С уменьшением относительного расстояния между опорой и грузом (пролета среза) разрушение происходит уже не по наклонному сечению, а по наклонной полосе между опорой и грузом, особенно когда пролет среза приближается к нулю. Поэтому применение термина «расчет по наклонному сечению» в этих случаях является не совсем корректным и сужает круг рассматриваемых задач. Поэтому в работе применяется термин «усталостное сопротивление или усталостная прочность при действии поперечных сил», что полнее охватывает круг рассматриваемых задач. Тем более, благодаря работам А.С.Залесова и Ю.А.Климова, этот термин «сопротивление или прочность при действии поперечных сил» широко применяется в теории железобетона при расчете прочности, трещиностойкости и деформативности железобетонных конструкций при статической нагрузке.

В действующих нормах проектирования расчет выносливости при действии поперечных сил производится в предположении упругой работы бетона. Расчет наклонных

сечений на выносливость производят из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных расчетному сопротивлению поперечной арматуры R_{sw} , умноженному на коэффициенты условий работы γ_{s3} и γ_{s4} , а в элементах без поперечной арматуры – бетоном, при напряжениях в нем, равных расчетному сопротивлению бетона R_b , умноженному на коэффициент условий работы γ_{b1} .

Такой подход к расчету на выносливость находится в противоречии с реальным характером неупругой работы железобетонных элементов и не отражает особенностей поведения железобетонных конструкций в зоне действия поперечных сил при многократно повторяющихся циклических нагружениях; не отражает реального напряженно-деформированного состояния; не учитывают неоднозначность восприятия поперечных сил различными элементами при различных пролетах среза; не учитывают существенные различия в их напряженно-деформированном состоянии, характере образования и развития трещин и усталостного разрушения при различных пролетах среза; не учитывают или учитывают весьма приближенно влияние целого ряда факторов; не в состоянии оценивать выносливость железобетонных конструкций в зоне действия поперечных сил с учетом изменения напряженно-деформированного состояния, прочностных и деформативных свойств материалов, реальных режимов деформирования бетона и арматуры в составе конструкции, что в конечном итоге приводит к значительному расхождению между расчетом и опытом. По результатам статистической обработки сопоставления результатов расчета по рассмотренной методике с опытными данными усталостных испытаний, проведенных в ГрузНИИЭГС, в Львовском политехническом институте, в Ростовском ИСИ и в Московском ИСИ в 80-х годах прошлого века и в КазГАСУ в 2005-2007 годы, математическое ожидание составляет $Q_{расч}/Q_{он} = 0,39$, а коэффициент вариации - $v = 0,558$.

В современных условиях, характеризующихся все возрастающим объемом применения железобетона и необходимостью рационального расходования ресурсов, проблема сопротивления действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках, как одна из нерешенных в области теории и практики железобетона, превращается в задачу, имеющую важное научное и народнохозяйственное значение. В связи с этим ощущается острая необходимость в создании методов расчета на выносливость железобетонных изгибаемых элементов при действии поперечных сил, учитывающих режимы реального деформирования бетона и арматуры в составе железобетонного элемента, учитывающие особенности напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при различных пролетах среза и его изменения в процессе циклического нагружения. Эти обстоятельства выдвигают необходимость экспериментального и теоретического исследования усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при различных пролетах среза.

Цель и задачи исследований. Целью работы является усовершенствование и развитие теории усталостного сопротивления и разработка новых методов расчета выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил с учетом физической нелинейности бетона. В соответствии с поставленной целью определены следующие задачи:

- провести экспериментальные исследования для выявления характера образования и развития усталостных трещин, характера и форм усталостного разрушения, особенностей напряженно-деформированного состояния при многократно повторяющихся нагрузках в зоне дей-

ствия поперечных сил при различных пролетах среза;

- установить основные закономерности усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках;
- разработать общие положения и единую концепцию расчета выносливости железобетонных элементов при действии поперечных сил;
- разработать физические и расчетные модели усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при различных пролетах среза;
- разработать методы расчета выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил с учетом одновременного изменения напряженно-деформированного состояния элементов, прочностных и деформативных свойств и режимов деформирования бетона и арматуры в составе конструкций в процессе циклического нагружения, базирующиеся на разработанных физических моделях усталостного сопротивления;
- разработать инженерные методы оценки выносливости железобетонных элементов при действии поперечных сил.

Научную новизну работы представляют:

- методы расчета выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил с учетом одновременного изменения напряженно-деформированного состояния элементов, прочностных и деформативных свойств и режимов деформирования бетона и арматуры в составе конструкций в процессе циклического нагружения, базирующиеся на разработанных физических моделях усталостного сопротивления;
- новые экспериментальные данные о выносливости, о характере образования, развития усталостных трещин при многократно повторяющихся нагрузках, усталостного разрушения бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии и железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил.
- физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при различных пролетах среза;
- аналитические уравнения для описания изменений смещений арматуры в заделке при многократно повторяющихся нагрузках и изменений усталостной прочности сцепления арматуры с бетоном и усталостной прочности анкеровки арматуры;
- инженерные методы расчета на выносливость железобетонных изгибаемых элементов при действии поперечных сил;
- метод определения зон концентрации напряжений в строительных конструкциях, основанный на контроле гистерезисных энергопотерь (теплопотерь) с помощью тепловизора и результаты экспериментальных исследований по определению зон наибольших напряжений железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил и при местном сжатии, полученные на этой основе;

Основные положения, выносимые на защиту:

- результаты экспериментальных исследований усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил;
- метод определения зон концентрации напряжений в строительных конструкциях, основанный на контроле гистерезисных энергопотерь (теплопотерь) с помощью тепловизора и результаты экспериментальных исследований по определению зон наибольших напряжений железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии, полученные на этой основе;
- физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при различных пролетах среза;

- методы расчета выносливости железобетонных элементов при действии поперечных сил с учетом одновременного изменения напряженно-деформированного состояния элементов, прочностных и деформативных свойств и режимов деформирования бетона и арматуры в составе конструкций в процессе циклического нагружения, базирующиеся на разработанных физических моделях усталостного сопротивления;
- аналитические уравнения для описания изменений смещений арматуры в заделке при многократно повторяющихся нагружениях и для описания изменений усталостной прочности сцепления арматуры с бетоном и усталостной прочности анкеровки арматуры;
- инженерные методы расчета на выносливость железобетонных элементов при действии поперечных сил.

Практическое значение и внедрение результатов.

Практическое значение работы заключается в том, что в результате выполненных исследований разработаны физические модели усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил и на их основе разработаны методы расчета выносливости железобетонных элементов при действии поперечных сил, позволяющие повысить надежность, а в ряде случаев расчетную несущую способность и за счет этого получить более экономичные конструктивные решения.

Отдельные положения указанных методов расчета включены:

- в рекомендации по расчету и проектированию железобетонных конструкций «Рекомендации по расчету и конструированию сборно-монолитных железобетонных элементов стен и перекрытий сооружений АЭС». Москва: МО «Атомэнергопроект». 1988. – 49 с.;
- в нормативную литературу в виде раздела проекта новых норм по железобетонным конструкциям, касающихся расчетов выносливости наклонных сечений.

Апробация работы. Основные положения и результаты диссертационной работы представлены и обсуждены на научных семинарах кафедры строительных конструкций энергетики МИСИ (Москва, 1985-1988); на Ивановской областной научно-технической конференции (Иваново, 1987, 1988); на Всесоюзном координационном совещании «Повышение надежности энергетических сооружений при динамических воздействиях» (Москва, ВДНХ СССР, 1987); на Всесоюзном координационном совещании «Работа бетона и железобетона с различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках» (Львов, 1987); на XVI научно-технической конференции МИСИ (Москва, 1988); на X Всесоюзной конференции по бетону и железобетону (Казань, 1988); на Украинской республиканской научно-технической конференции: «Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в строительную практику» (Полтава, 1989); на международной конференции по бетону и железобетону «Инженерные проблемы современного железобетона» (Плес, 1995); на Всероссийской научно-технической конференции «Проблемы формирования структуры, эксплуатационной надежности и долговечности строительных материалов» (Плес, 1996); на Всероссийской конференции «Новое в архитектуре, проектировании строительных конструкций и реконструкции» (Чебоксары, 2001); на научном семинаре общего собрания РААСН «Ресурсо-энергосбережение как мотивация творчества в архитектурно-строительном творчестве» (Казань, 2003); на международной научно-практической конференции «Современные технологии в промышленности строительных материалов и стройиндустрии» (Белгород, 2005); на международной научно-практической конференции «Оценка риска и безопасность строительных конструкций» (Воронеж, 2006); на ежегодных конференциях КИСИ, КГАСА, КГАСУ и на республиканских конференциях (Казань, 1983-2009); на профильных кафедрах МГУ (Саранск, 2009); МГСУ (Москва, 2009); ПГУАС (Пенза, 2009); СПбГАСУ (Санкт-Петербург, 2009).

Личный вклад автора. Автором самостоятельно сделана постановка задачи, а также разработана программа теоретических и экспериментальных исследований. Проведены все экспериментальные исследования, сделан анализ результатов полученных данных и выявлены основные закономерности усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил. Впервые разработан и в экспериментальных исследованиях применен метод определения зон концентрации напряжений в строительных конструкциях, основанный на контроле гистерезисных теплопотерь. Разработана методика расчета выносливости железобетонных изгибаемых элементов при действии поперечных сил с учетом одновременного изменения напряженно-деформированного состояния элементов, прочностных и деформативных свойств и режимов деформирования бетона и арматуры в составе конструкций в процессе циклического нагружения, базирующиеся на разработанных физических моделях усталостного сопротивления действию поперечных сил.

Публикации. Основные положения диссертации опубликованы в 87 научных статьях (в том числе в журналах по списку ВАК в 15 статьях), в учебном пособии, в рекомендациях по проектированию сборно-монолитных железобетонных конструкций, в патенте на изобретение.

Структура и объем диссертации. Диссертационная работа состоит из введения, 5 глав, основных выводов, списка литературы и приложений. Работа изложена на 416 страницах машинописного текста, включающего 188 рисунков, фотографий и термограмм, список литературы из 416 наименований и приложений.

Во введении обоснована актуальность исследования, изложены основная цель и задачи исследования, научная новизна, практическая значимость.

В первой главе приведен обзор и анализ экспериментальных исследований и существующих методов расчета выносливости наклонных сечений железобетонных изгибаемых элементов, сформулированы цель и задачи исследований.

Во второй главе описываются результаты экспериментальных исследований усталостного сопротивления бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии и при поперечном изгибе железобетонных балок при различных пролетах среза.

Третья глава посвящена анализу напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии, железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках; разработке физических моделей усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при различных пролетах среза и получению на их основе уравнений для оценки объективной (остаточной) усталостной прочности бетона и железобетона при местном сжатии, бетона сжатой зоны, продольной и поперечной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной, анкеровки продольной арматуры в железобетонных изгибаемых элементах в зоне действия поперечных сил.

Четвертая глава посвящена изложению методов расчета выносливости железобетонных элементов при действии поперечных сил при различных пролетах среза; расчетной оценке напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии, железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках; расчетной оценке пределов выносливости бетона и железобетона при местном сжатии; расчетной оценке пределов выносливости бетона сжатой зоны, продольной и поперечной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной, анкеровки продольной арматуры в железобетонных изгибаемых элементах в зоне действия поперечных сил.

В пятой главе дана разработка инженерных методов расчета выносливости железобетонных элементов при действии поперечных сил и проверка сходимости результатов расчета и экспериментальных данных.

ОСНОВНОЕ СОДЕРЖАНИЕ РАБОТЫ

Усталостная прочность и напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций при многократно повторяющихся циклических нагрузениях, определяются выносливостью и деформативностью бетона и арматуры, зависит от условий их совместной работы в составе конструкции, а также параметров и режимов нагрузки. Исследованием этих вопросов в разные годы занимались А.И.Абашидзе, В.Д.Алтухов, Ю.М.Баженков, Т.И.Баранова, И.К.Белобров, О.Я.Берг, В.М.Бондаренко, Ю.С.Волков, Г.М.Городникий, И.М.Грушко, А.А.Давыдович, Г.К. Евграфов, А.И. Иванов-Дятлов, Т.С.Каранфилов, Ю.Н.Кардовский, Н.С.Карпухин, В.Г.Кваша, А.П. Кириллов, Ф.К. Клименко, В.П.Каневский, И.Л.Корчинский, В.А.Критов, Ю.С.Кулыгин, В.В.Левчик, Р.Д.Маилян, Л.Р.Маилян, И.А.Матаров, Илизар Т.Мирсаяпов, К.В.Михайлов, С.А.Мусатов, Г.Н.Писанко, А.Б.Пирадов, Г.И.Попов, И.А.Рохлин, Ю.В.Самбор, В.М.Селюков, З.К.Скатынский, С.М.Скоробогатов, И.Б.Соколов, Г.Б.Терехова, Е.А.Троицкого, Т.Г. Фролов, А.В. Харченко, Ю.П. Хромец, В.П. Чирков, А.Б.Юркса, П.В.Абелес, А. Матток, П. Каар, Д.Верна, К.Кеслер, Т.Стелсон, Т.Чанг и многие другие.

Основное внимание исследователей уделялось вопросам выносливости и напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемых элементов, выносливости бетона и арматуры, а также деформативности бетона при многократно повторяющихся нагрузениях. В процессе этих исследований накоплен огромный экспериментальный материал по данным вопросам, предложен ряд практических методов расчета нормальных сечений на выносливость. Предложенные методы расчета отражают многие особенности поведения железобетонных конструкций в зоне чистого изгиба при многократно повторяющихся нагрузениях и позволяют оценивать выносливость нормальных сечений, в том числе и с учетом изменения напряженно-деформированного состояния, прочностных и деформативных свойств, реальных режимов деформирования материалов в составе конструкции, а также при нестационарных режимах циклического нагружения.

В то же время совершенно вне поля зрения этих исследований остались проблемы усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов при действии поперечных сил. Теоретических и экспериментальных исследований, направленных на получение физических моделей усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов при действии поперечных сил и методов расчета выносливости на их основе практически нет. Имеющиеся в этой области исследования носят экспериментальный характер и направлены они лишь на уточнение влияния некоторых факторов на выносливость наклонных сечений, содержат лишь конечные результаты о выносливости наклонного сечения и не затрагивают особенностей напряженно-деформированного состояния, процессов, характера и форм усталостного разрушения железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил.

Проблема сопротивления действию поперечных сил охватывает практически все железобетонные конструкции, применяемые в гражданском, промышленном, энергетическом и транспортном строительстве, определяя количество продольной и поперечной арматуры, размеры поперечного сечения, способы армирования сложных конструктивных элементов и т.д. Проблема сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при статическом нагружении посвящены, выполненные в разные годы, работы Т.И.Барановой, В.М.Бондаренко, И.К.Белоброва, М.С. Боришанского, А.П.Васильева, П.И.Васильева, А.А.Веселова, Г.М.Власова, А.А.Гвоздева, А.Б.Голышева, В.Н.Гусакова, Л.А.Дорошкевича, Л.Н.Зайцева, А.С.Залесова, А.С.Зорича, Ю.Л.Изотова, О.Ф.Ильина, В.Г.Карабаша, Н.И.Карпенко, С.Н.Карпенко, В.Г.Кваши,

Ю.А.Климова, В.И.Колчунова, А.П. Кудзиса, Р.Л.Маиляна, А.Ф.Милованова, В.П.Митрофанова, А.А.Оатула, В.А.Отсмаа, А.Б.Пирадова, К.А.Пирадова, Г.И.Попова, И.А.Рохлина, О.А.Рочняка, В.Н.Сахарова, А.В.Старчевского, Э.С.Сигалова, Б.С.Соколова, Г.Н.Судакова, И.А.Титова, М.М. Холмянского, И.М.Чупака, Э. Беннета, Д.Валравена, Р.Валтера, Ф.Дашнера, Г.Кани, М.Котсовоса, В.Крефельда, Ф. Леонгардта, А.Плакаса, П.Ригана, Х.Тейлора и многих других.

В результате проведенных исследований получен обширный экспериментальный материал о различных аспектах работы железобетонных элементов на восприятие поперечных сил при статическом нагружении – о характере образования и развития трещин, о формах разрушения, о напряженно-деформированном состоянии и внутренних усилиях, о закономерностях деформирования бетона и арматуры, о сцеплении арматуры с бетоном, об анкерровке продольной арматуры, о факторах, влияющих на несущую способность, деформативность и трещиностойкость. Основным результатом теоретических исследований явилась разработка, на базе полученных опытных данных и различных теоретических предположений, методов расчета прочности наклонных сечений, трещиностойкости и деформативности железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил, методов расчета прочности, трещиностойкости и деформативности бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии, методов расчета прочности и деформативности контакта между арматурой и бетоном при статическом нагружении. Вместе с тем, несмотря на большое количество проведенных экспериментальных и теоретических исследований сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при статическом нагружении, количество которых исчисляется тысячами, проблема сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагружениях остались вне поля зрения и этих исследований.

Выполненный обзор и критический анализ результатов проведенных исследований позволяет дать следующую общую оценку современного состояния проблемы сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагружениях.

В подавляющем большинстве проведенных исследований рассматривались элементы с большим пролетом среза, практически не исследовались элементы со средним, малым и нулевым пролетом среза. Установлено, что усталостная прочность наклонного сечения железобетонных изгибаемых элементов снижается с увеличением количества циклов нагружения, с увеличением относительного пролета среза и снижением коэффициента асимметрии цикла нагрузки; что усталостная прочность наклонного сечения железобетонных изгибаемых элементов повышается при увеличении прочности бетона и арматуры, количества продольной и поперечной арматуры, размеров поперечного сечения.

В то же время, в области экспериментальных и теоретических исследований остается целый ряд малоизученных вопросов, к которым, прежде всего, относятся: основные закономерности в процессах образования, развития усталостных трещин в процессе циклического нагружения, их зависимость от пролета среза, от конструктивных особенностей элемента и других факторов; вид, характер и форма усталостного разрушения элементов в зоне действия поперечных сил в зависимости от пролета среза; напряженно-деформированное состояние бетона, продольной и поперечной арматуры в зоне действия поперечных сил при различных пролетах среза; недостаточно полно и корректно определены наиболее значимые внутренние усилия в наклонном сечении элемента, к которым в общем виде принято относить усилия в бетоне сжатой зоны (над критической наклонной трещиной, или в наклонной полосе), осевое усилие в поперечной арматуре, осевое и нагельное усилия в продольной арматуре, а также их изменение и перераспределение в процессе циклического нагружения.

Теоретические исследования, с разработкой физических моделей усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках и методов расчета на их основе отсутствуют. Поэтому в настоящее время нет физических моделей усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил, достаточно корректно отражающих их действительную работу с учетом реального деформирования бетона и арматуры в составе железобетонного элемента при различных пролетах среза, и нет методов расчета выносливости наклонных сечений, основанных на таких моделях.

В то же время, совокупность результатов проведенных до настоящего времени исследований в области сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при статическом нагружении и исследований выносливости бетона, арматуры и нормальных сечений железобетонных элементов с учетом реального деформирования бетона и арматуры в составе железобетонного элемента создали объективные предпосылки для нового качественного шага вперед в решении проблемы по созданию научных основ и теории усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках.

Главной тенденцией современного развития научных основ и теории усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках должна быть разработка физических моделей усталостного сопротивления действию поперечных сил и построение методов расчета на их основе применительно к конкретным формам усталостного разрушения в зависимости от пролета среза, учитывающих режимы реального деформирования бетона и арматуры в составе железобетонного элемента, учитывающие особенности напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при различных пролетах среза и его изменения в процессе циклического нагружения. Эти обстоятельства выдвигают необходимость экспериментального и теоретического исследования усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при различных пролетах среза. Ввиду отсутствия в настоящее время системного подхода к исследованию усталостного сопротивления железобетонных конструкций при действии поперечных сил и в области экспериментальных и теоретических исследований остается целый ряд малоизученных вопросов, в качестве первого необходимого шага в этом направлении было проведение экспериментальных исследований.

В качестве опытных образцов приняты железобетонные балки с размерами 120х280х2000мм и 120х340х2000мм; бетонные пластины с размерами 300х400х50мм и 300х550х50мм и железобетонные пластины с размерами 300х400х50мм. При проведении статических и усталостных испытаний железобетонных балок при действии поперечных сил применялся программно-технический комплекс, изготовленный с применением промышленных микроконтроллеров, конструктивно и программно совместимых с IBM PC. Комплекс состоит из двух подсистем: подсистемы контроля над нагружением; подсистемы сбора, обработки и представления экспериментальных данных. Для сокращения времени получения и обработки экспериментальных данных применялся пакет компьютерных программ *config.cfg*, *setup.cfg*, *fast.exe*, *stress.exe*, разработанные в испытательной лаборатории прочности и надежности конструкций летательных аппаратов КГТУ им.А.Н.Туполева.

Автором, специально для теоретических и экспериментальных исследований напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, впервые разработан и предложен метод выявления областей, зон наибольших напряжений (зон концентрации напряжений) в бетоне и арматуре, основанный на контроле гистерезисных

энергопотерь (теплопотерь) строительных конструкций с помощью тепловизора. Поэтому наряду с методом электротензометрии, в экспериментальных исследованиях впервые для качественной оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных балок и выявления характерных областей концентрации напряжений в зоне совместного действия поперечных сил и изгибающих моментов при многократно повторяющихся циклических нагружениях автором был применен указанный метод выявления зон концентрации напряжений.

Проведенными усталостными испытаниями установлены: основные закономерности сопротивления изгибаемых железобетонных элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагрузках; классификация изгибаемых железобетонных элементов, работающих на восприятие поперечных сил при многократно повторяющихся нагружениях; характер образования и развития усталостных трещин в зоне действия поперечных сил в процессе циклического нагружения; характер и формы усталостного разрушения железобетонных балок в зоне действия поперечных сил при различных пролетах среза; характер усталостного разрушения бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии; особенности напряженно-деформированного состояния в бетоне, в продольной и поперечной арматуре в зоне действия поперечных сил при циклическом нагружении; особенности напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии при многократно повторяющихся нагрузках; достоверность, актуальность и информативность разработанного автором метода определения зон концентрации напряжений, основанного на учете гистерезисных теплопотерь с помощью тепловизора; термограммы железобетонных балок при различных пролетах среза и бетонных и железобетонных элементов при местном сжатии после циклического нагружения; термографические фильмы, наглядно показывающие процесс формирования в процессе циклического нагружения характерных зон концентрации напряжений в железобетонных балках при изгибе и в бетонных и железобетонных элементах при местном сжатии; характерные зоны концентрации напряжений в железобетонных балках в зоне действия поперечных сил при циклическом нагружении, выявленные методом определения зон концентрации напряжений; характерные зоны концентрации напряжений в бетонных и железобетонных элементах при местном сжатии при многократно повторяющихся нагрузках, выявленные методом определения зон концентрации напряжений.

Усталостные испытания железобетонных балок позволяют в зависимости от относительного пролета среза c_0/h_0 выделить основные формы усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов и в зависимости от этого классификацию железобетонных элементов, сопротивляющихся действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагружениях представить в виде: 1) Элементы с нулевым пролетом среза ($c_0/h_0 = 0$); 2) Элементы с малым пролетом среза ($c_0/h_0 < 1,2$); 3) Элементы со средним пролетом среза ($1,2 < c_0/h_0 < 2$); 4) Элементы с большим пролетом среза ($c_0/h_0 > 2$).

Как видно из термограмм, полученных с помощью тепловизора, и характера образования усталостных трещин и усталостного разрушения (рис. 5) особенностью работы изгибаемых элементов при $c_0/h_0 < 1,2$ является образование локальных полос напряжений, связанных с точками приложения сосредоточенных внешних усилий (груза и опорной реакции), в пределах которых и происходит усталостное разрушение. При дальнейшем уменьшении относительного пролета среза приходим к граничному случаю, когда $c_0/h_0 = 0$ и $M_{max} = Q_{max} = 0$, т.е. когда оси опоры и груза совпадают (сила находится против силы). Такое силовое действие характеризуется как местное действие

нагрузки (или местное сжатие), т.е. местное действие нагрузки также входит в общую систему сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил (рис. 1).

При $c_0/h_0 > 2$ усталостное разрушение изгибаемых элементов происходит с образованием критической наклонной трещины, положение которой связано не с точками приложения действующих на элемент внешних усилий и реакций опор (местное возмущение напряженного состояния ощутимо только вблизи этих точек), а с внутренними силовыми факторами, действующими в рассматриваемых по длине пролета среза сечениях (моментами и поперечными силами) (рис. 8).

При $1,2 < c_0/h_0 < 2$ изгибаемые элементы находятся на границе элементов с малым пролетом среза и элементов с большим пролетом среза. Поэтому в этом случае проявляются особенности как первых так и вторых, т.е. на характер образования и развития трещин в зоне действия поперечных сил при циклическом нагружении и усталостного разрушения в этой зоне оказывают влияние как внутренние силовые факторы, действующие в рассматриваемых по длине пролетах среза элемента сечениях (моменты и поперечные силы), так и местные возмущения напряженного состояния и концентрация напряжений в определенных зонах, связанные с точками приложения сосредоточенных внешних сил (рис. 10).

Каждая из этих групп предложенной классификации характеризуется существенными отличиями в механизме сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся циклических нагрузках. Вследствие этого характер образования и развития трещин, напряженно-деформированное состояние, формы и положения зон концентрации напряжений, форма разрушения элементов каждой из групп имеют особенности, присущие только для этой группы и этим существенно отличаются от других групп данной классификации.

В этой связи, в результате проведенных экспериментальных и теоретических исследований разработана методика расчета выносливости железобетонных элементов при действии поперечных сил при различных пролетах среза применительно для каждой группы указанной классификации. Эта методика расчета, в отличие от методики норм, базируется на физических моделях усталостного сопротивления железобетонных элементов действию поперечных сил, разработанных в диссертации в результате проведенных исследований, которые дают ясное представление о работе элемента в процессе циклического нагружения, действующих внутренних усилиях и природе их возникновения, характере деформирования и причинах усталостного разрушения. Построение расчетного аппарата осуществляется с учетом реального напряженно-деформированного состояния элементов, учета всех внутренних усилий и влияния наиболее значимых факторов на их усталостное сопротивление. Расчет выносливости ведется по классической схеме: на основе физических моделей определяются действующие внутренние усилия и напряжения; определяются пределы выносливости бетона, арматуры и анкеровки арматуры; проверяются условия выносливости. Напряжения и коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне и арматуре, в отличие от методики норм, определяются с учетом их изменения в процессе циклического нагружения вследствие развития деформаций виброползучести сжатого бетона в стесненных условиях. Пределы выносливости (объективная усталостная прочность при циклическом нагружении) бетона и арматуры определяются из соответствующих критериев усталостной прочности с учетом образования и развития усталостных микро- и макротрещин трещин, неупругих свойств бетона, реальных режимов деформирования бетона и арматуры в составе конструкции. Поэтому при проектировании учитываются режимы реального деформирования бетона и арматуры в составе железобетонного элемента, особенности напряженно-деформированного состояния железобетонных изги-

баемых элементов в зоне действия поперечных сил при различных пролетах среза и его изменение в процессе циклического нагружения и как следствие в явном виде учитываются все основные факторы, влияющие на усталостное сопротивление железобетонных конструкций при действии поперечных сил.

Несмотря на многочисленные теоретические и экспериментальные исследования сопротивления бетона и железобетона при местном действии статической нагрузки, совершенно отсутствуют исследования, как теоретические так и экспериментальные, поведения бетона и железобетона при местном действии многократно повторяющихся нагрузок. Основные закономерности в процессах образования, развития усталостных трещин в процессе циклического нагружения, а также вид, характер и форма усталостного разрушения элементов и их зависимость от конструктивных особенностей элемента и других факторов не исследованы. Отечественные нормы никаких рекомендаций по оценке выносливости бетонных и железобетонных элементов при местном циклическом сжатии не дают. Поэтому нет ни какой информации о характере усталостного сопротивления бетона и железобетона действию местной циклической нагрузки (при нулевом пролете среза) и совершенно отсутствуют какие-либо рекомендации по оценке их выносливости.

Опираясь на анализ и обобщение многочисленных теоретических и экспериментальных исследований сопротивления бетонных и железобетонных элементов при местном статическом сжатии, проведенных В.Г.Донченко, Л.Н.Зайцевым, А.С.Залесовым, В.Г.Квашей, В.К.Керасом, С.К.Нийоги, Л.Обертом, И.А.Рохлиным, В.Н.Сахаровым, Б.С.Соколовым, А.В.Старчевским, И.С.Ульбиевой, М.М.Холмянским и др., а также учитывая результаты проведенных автором экспериментальных исследований зон концентрации напряжений, характера образования и развития усталостных трещин в элементах при циклическом сжатии, усталостного разрушения элементов, процесс усталостного разрушения и физическую модель усталостного сопротивления бетона при местном циклическом сжатии можно описать следующим образом.

При местном сжатии бетонного элемента между грузовыми площадками образуется взаимонаправленный сжимающий силовой поток, ограниченный размерами грузовых площадок. Внутри этого сжимающего силового потока напряженное состояние является неоднородным, так как при приложении внешней циклической нагрузки на плоский элемент, под грузовыми площадками ограниченной ширины, из-за наличия трения между грузовой площадкой и поверхностью бетона, образуются уплотненные объемы в виде клина (рис. 1) с гранями, наклоненными к плоскости передачи нагрузки под углом, равным углу внутреннего сдвига бетона φ и внутри самого клина формируется напряженное состояние «сжатие - сжатие» ($\sigma_{1c}^{max}(t); \sigma_{2c}^{max}(t)$). Перемещение клина как твердого тела и его «заклинивание» окружающего бетона вызывает возникновение распора, следовательно, раскалывающих (растягивающих) напряжений $\sigma_{2r}^{max}(t)$ между вершинами клиньев уплотнения, а вдоль граней клиньев - реализуется условие чистого сдвига и возникают касательные напряжения $\tau_{12}^{max}(t)$; в результате давления этих клиньев уплотнения как твердого тела

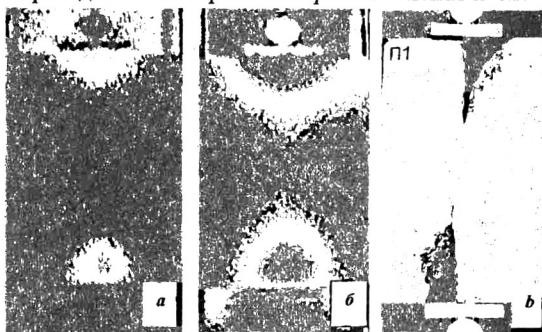


Рис. 1. Термограммы плоских элементов с соотношением размеров $H/L = 1,33$ в начальной стадии нагружения (а), перед усталостным разрушением (б) и характер усталостного разрушения (в).

на окружающий бетон возникают также сжимающие напряжения $\sigma_{lc}^{max}(t)$ и поэтому в средней зоне между вершинами клиньев уплотнения в элементах с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H > 0,2$ по результатам исследований Б.С.Соколова образуется ядро сжатия шириной l_{cf} меньше длины грузовых площадок l_{loc} .

При циклическом сжатии бетона усталостное разрушение и нелинейные деформации виброползучести характеризуются образованием и развитием трещин нормального разрыва. В начальной стадии нагружения после превышения средними макронапряжениями сжатия $\sigma_{lc}^{max}(t_0)$ начального уровня образования микротрещин в бетонных элементах возникают микроскопические трещины усталости. С увеличением уровня нагрузки или количества циклов нагружения преимущественное развитие получают микротрещины отрыва в средней части бетонного элемента между вершинами клиньев уплотнения, которые затем объединяются между собой, образуя усталостные макротрещины, направленные параллельно или с небольшим наклоном к направлению действия внешних сжимающих сил. Когда суммарная длина $l(t)$ усталостной макротрещины отрыва достигает критической длины l_{cr} , начинается динамическое развитие магистральной макротрещины отрыва, что при определенных условиях приводит к окончательному разрушению (долому) сжатого бетонного элемента. Исследование поверхностей разрушения бетонных элементов свидетельствует, что долом происходит за счет сдвига по наклонным плоскостям под грузовыми площадками. При этом от основной массы отделяется объем в виде клина, т.е. «клин уплотнения». Поверхность клина неровная. Внутри и вне клина бетон не разрушен.

В этой связи критерий усталостного разрушения бетона при местном циклическом сжатии можно представить в виде $\sigma_{lc}^{max}(t) > R_{b,rep}(t)$, где $R_{b,rep}(t)$ - объективная (остаточная) прочность бетона в сжимающем силовом потоке при циклическом нагружении на момент времени t ; $\sigma_{lc}^{max}(t)$ - максимальные сжимающие напряжения цикла от внешней нагрузки на момент времени t .

Таким образом, в результате давления клиньев на окружающий бетон и «заклинивания» окружающего бетона между вершинами клиньев возникает напряженное состояние «растяжение - сжатие», внутри клина - «сжатие - сжатие», а вдоль граней клиньев - реализуется условие чистого сдвига. При этом с одной стороны, вплоть до усталостного разрушения все составляющие напряженного состояния остаются меньше расчетных сопротивлений бетона при однократном статическом нагружении, т.е. $\sigma_{lc}^{max}(t) < R_b$; $\sigma_{2t}^{max}(t) < R_{bt}$; $\tau_{12}^{max}(t) < R_{sh}$, а с другой стороны даже при внешней стационарной циклической нагрузке (P_{max} ; $\rho = const$) напряженное состояние и в бетонных и в железобетонных элементах нестационарное, т.е. при многократно повторяющихся нагружениях происходит непрерывное изменение напряженно-деформированного состояния элементов внутри сжимающего силового потока, образованного между площадками загрузки. Причиной этого является интенсивное развитие деформаций виброползучести $\varepsilon_{lc,pl}$ в сжатом бетоне вдоль оси сжимающего силового потока.

На основе кинематической модели сжатия С.М.Крылова, Л.Н.Зайцева, И.С.Ульбиевой модель деформирования бетона при местном сжатии многократно повторяющейся нагрузкой можно представить как на рис. 2. Согласно

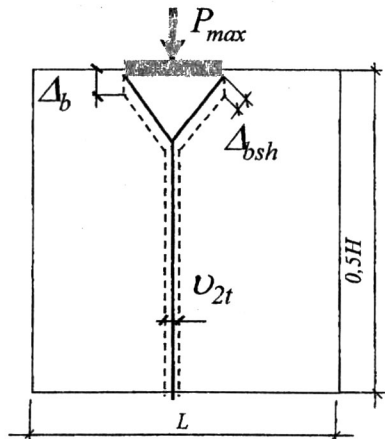


Рис. 2. Модель деформирования бетона при местном сжатии циклической нагрузкой.

этой модели, в результате интенсивного развития деформаций виброползучести сжатого бетона происходит перемещение клиньев уплотнения в вертикальном направлении на величину $\Delta_b =$

$$\Delta_b = \int_{0.5l_{loc} \cos \varphi \sin \varphi}^{0.5H} \varepsilon_{lc}(h) dh \quad (1)$$

При вертикальном перемещении клина вдоль оси сжимающего силового потока

на величину Δ_b поперечное перемещение в бетоне в средней зоне составляет

$$v_{2l} = \int_{0.5l_{loc} \cos \varphi \sin \varphi}^{0.5H} \varepsilon_{lc}(h) dh \cdot \frac{1}{tg \varphi}, \quad (2)$$

а сдвиг бетона вдоль граней клиньев уплотнения -

$$\Delta_{bsh} = \int_{0.5l_{loc} \cos \varphi \sin \varphi}^{0.5H} \varepsilon_{lc}(h) dh \cdot \frac{1}{\sin \varphi}. \quad (3)$$

Поперечное перемещение в средней зоне v_{2l} вызывает возникновение дополнительных растягивающих напряжений $\sigma_{2l}^{don}(t) = f_1(v_{2l})$ в бетоне, а сдвиг вдоль граней клиньев — дополнительных касательных напряжений $\tau_{12}^{don}(t_o) = f_2(\Delta_{bsh})$ в бетоне. С увеличением количества циклов нагружения возрастают деформации виброползучести $\varepsilon_{lc,pl}$ бетона, в свою очередь, они вызывают увеличение остаточных растягивающих напряжений в бетоне $\sigma_{2l}^{don}(t)$ и остаточных касательных напряжений $\tau_{12}^{don}(t)$ в бетоне. При этом эти дополнительные (остаточные) напряжения $\sigma_{2l}^{don}(t)$ и $\tau_{12}^{don}(t)$ распределяются достаточно равномерно. Остаточные напряжения $\sigma_{2l}^{don}(t)$ и $\tau_{12}^{don}(t)$ имеют тот же знак, что и начальные напряжения $\sigma_{2l}^{max}(t_o)$ и $\tau_{12}^{max}(t_o)$ при первом нагружении до максимального уровня циклической нагрузки P_{max} . При совместном рассмотрении эпюр распределения начальных и дополнительных напряжений становится очевидным, что суммарные напряжения $\sigma_{2l}^{max}(t) = \sigma_{2l}^{max}(t_o) + \sigma_{2l}^{don}(t)$ и $\tau_{12}^{max}(t) = \tau_{12}^{max}(t_o) + \tau_{12}^{don}(t)$ с увеличением количества циклов N , постоянно увеличиваются. При этом очевидно, что происходит увеличение как максимальных значений напряжений $\sigma_{2l}^{max}(t)$ и $\tau_{12}^{max}(t)$ так и полноты эпюр распределения этих напряжений. Увеличение напряжений происходит как при минимуме, так и при максимуме внешней нагрузки поэтому фактические коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне $\rho_{\sigma_{2l}}$ и $\rho_{\tau_{12}}$ не совпадают с коэффициентом асимметрии цикла внешней нагрузки $\rho = P_{min}/P_{max}$. По мере увеличения количества циклов нагружения всегда $\rho_{\sigma_{2l}} > \rho$ и $\rho_{\tau_{12}} > \rho$. Поэтому даже при стационарном внешнем циклическом нагружении ($P_{max}, \rho = const$), с увеличением количества циклов нагружения, происходит непрерывное увеличение максимальных раскалывающих и касательных напряжений $\sigma_{2l}^{max}(t)$ и $\tau_{12}^{max}(t)$ в бетоне и их коэффициентов асимметрии цикла $\rho_{\sigma_{2l}}$ и $\rho_{\tau_{12}}$, т.е. режимы деформирования бетонного элемента при местном сжатии в направлениях действия напряжений $\sigma_{2l}^{max}(t)$ и $\tau_{12}^{max}(t)$ нестационарны, независимо от режима циклического нагружения.

В этой связи, на основе модели раскалывания И.А.Рохлина и модели раскалывания А.С.Залесова, В.Н.Сахарова, А.В.Старчевского и с учетом (1) - (3) и рис. 2 распределение текущих напряжений при многократно повторяющихся нагрузках для бетон-

ных элементов с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H < 0,2$ представляем как на Рис.3, на основе модели сжатия Б.С.Соколова распределение текущих напряжений при многократно повторяющихся нагрузках для бетонных элементов с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H > 0,2$ представляем как на Рис.4.

Как видно из анализа напряженно-деформированного состояния плоских элементов при местном циклическом сжатии, механизма работы и установившегося разрушения элемента, вертикальному перемещению клиньев уплотнения оказывает сопротивление

окружающий бетон и в связи с этим в них возникают определенные усилия.

Поскольку после образования продольных микротрещин дальнейшее сопротивление бетона разрушению зависит от способности бетона сопротивляться развитию усталостных микро- и макротрещин, то для аналитического описания процесса усталостного разрушения и изменения усталостной прочности бетона привлекаются методы механики разрушения. При этом для оценки объективной (остаточной) прочности при циклическом нагружении (предела выносливости) бетонного элемента при местном сжатии необходимо составить условия равновесия усилий для сжатого элемента на

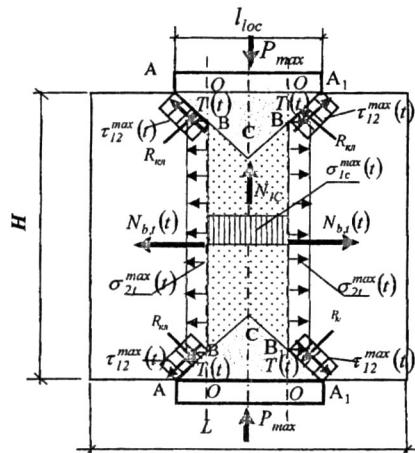


Рис. 4. Распределение напряжений и усилий в сжатых элементах при $l_{loc}/H > 0,2$ после циклического нагружения.

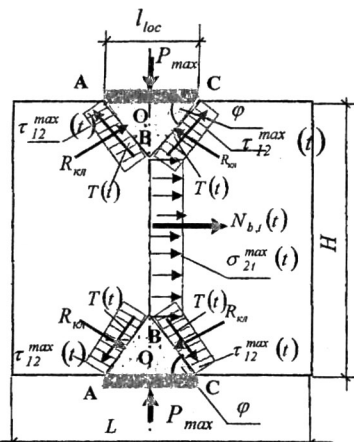


Рис. 3. Распределение напряжений и усилий в сжатых элементах при $l_{loc}/H < 0,2$ после циклического нагружения.

момент времени t : для бетонного элемента с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H < 0,2$ (рис. 3) условия равновесия вертикальных и горизонтальных усилий для полуклина АВО, условие равновесия горизонтальных усилий для вертикального сечения ОО; а в элементах с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H > 0,2$ (рис. 4) в результате давления клиньев уплотнения как твердого тела на окружающий бетон возникают также сжимающие напряжения $\sigma_{ic}^{\max}(t)$, а следовательно в ядре сжатия действует сжимающее усилие в бетоне N_{ic} , которое учитываем при составлении предыдущих условий равновесия. Учитывая, что распределение максимальных текущих напряжений $\sigma_{2l}^{\max}(t)$; $\tau_{12}^{\max}(t)$ и $\sigma_{ic}^{\max}(t)$ в процессе циклического нагружения является равномерными и учитывая геометрические размеры моделей сжатия после несложных преобразований имеем аналитическое уравнение объективной (остаточной) прочности бетона в сжимающем силовом потоке при циклическом нагружении на рассматриваемый момент времени t

$$R_{b,rep}(t) = \frac{k_{cf}(t)}{\sqrt{\pi l(t, \tau)} \cdot Y(t)} \cdot \frac{h_i}{l_{loc}} \cdot c_{igp} \left(A - B \cdot G_b \cdot L_e \left\{ \frac{1}{E_b} + C_3 \prod_{k=1}^{k=n} K_k a \psi_v + \int_{t_0}^t \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_b(\tau)} + C(t, \tau) \right] d\tau \right\} \right)^{-1}, \quad (4)$$

где $A=1$ и $B=1/\sin^2 \varphi$ - для бетонных элементов с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H < 0,2$, а также для бетонных элементов с размерами $H > 1,5L$; $A = \cos^2 \varphi$ и

$B = ctg^2 \varphi$ - для бетонных элементов с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H > 0,2$; h_t - длина растянутой зоны; $L_\epsilon = \frac{1}{\pi}((2\theta_\kappa - \pi) \cdot tg \theta_\kappa - (2\theta_\pi - \pi) \cdot tg \theta_\pi)$, $\theta_\pi = \arctg \sin \varphi \cos \varphi$, $\theta_\kappa = \arctg \frac{H}{l_{loc}}$.

Как видно из (4), предел выносливости (объективная усталостная прочность) $R_{b,rep}(t)$ бетона при местном циклическом сжатии зависит от критического коэффициента интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении $K_{bcf}(t)$ на рассматриваемый момент времени t , от длины усталостной трещины отрыва $l(t)$ внутри сжимающего силового потока на рассматриваемый момент времени t и деформативных свойств бетона, а также зависит от угла внутреннего сдвига бетона φ , соотношения размеров элемента H/L и соотношения ширины грузовых площадок и высоты элемента $\delta = l_{loc}/H$. Таким образом, поскольку критический коэффициент интенсивности напряжений бетона при циклическом нагружении и длина усталостной трещины отрыва внутри сжимающего силового потока уменьшаются, а неупругие деформации бетона с увеличением количества циклов нагружения увеличиваются, то объективная прочность бетона имеет переменную величину.

Наличие арматуры отражается на характере развития трещин отрыва, на характере работы и усталостного разрушения сжатой полосы, а следовательно и на величине объективной прочности $R_{b,rep}(t)$ при местном циклическом сжатии.

В результате совместной работы арматуры и бетона многократно повторяющееся нагружение вследствие виброползучести сжатого бетона приводит к возникновению и накоплению в арматуре дополнительных (остаточных) напряжений. Накопление остаточных напряжений в бетоне и арматуре, совпадающих по знаку с начальными напряжениями, приводит к увеличению текущих напряжений в бетоне и арматуре и их коэффициентов асимметрии цикла. Даже при стационарном внешнем циклическом нагружении ($P_{max}; \rho = const$), с увеличением количества циклов нагружения, происходит непрерывное увеличение максимальных напряжений $\sigma_{sc}^{max}(t)$ и их коэффициентов асимметрии цикла $\rho_{sc}(t)$ в вертикальной сжатой арматуре A_{sc} , максимальных напряжений $\sigma_s^{max}(t)$ и их коэффициентов асимметрии цикла $\rho_s(t)$ в горизонтальной арматуре A_s , находящейся в средней зоне между вершинами клиньев уплотнения, а также максимальных касательных напряжений $\tau_{l2}^{max}(t)$ и их коэффициентов асимметрии $\rho_{\tau_{l2}}$ в бетоне вдоль граней клиньев уплотнения и нагельных усилий в горизонтальной арматуре A_{sq} , пересекающих плоскости сдвига вдоль граней объемов уплотнения и максимальных касательных напряжений $\tau_s^{max}(t)$ в них и их коэффициентов асимметрии ρ_{τ_s} , т.е. режимы деформирования арматуры и бетона в составе железобетонного элемента при местном сжатии нестационарны, независимо от режима циклического нагружения.

Основой формирования модели усталостного сопротивления железобетонного элемента при местном сжатии служит модель усталостного сопротивления бетонного элемента. Поэтому принимаем, что их геометрические параметры и принципы построения совпадают. Принимаем также распределение напряжений в бетоне железобетонного элемента как при первом нагружении, так и в процессе циклического нагружения и схему деформирования бетона такими же, как и в бетонных элементах (рис. 2-4). Вертикальному перемещению клиньев уплотнения в железобетонных элементах оказывает сопротивление окружающий бетон, горизонтальная и вертикальная арматура и в этой связи, в отличие от бетонных элементов, в указанных выше условиях равновесия для полуклина АВО и для вертикального сечения ОО (рис. 3-4) дополнительно учитываем усилия в арматуре $N_{sc}^{max}(t)$; $Q_s^{max}(t)$; $N_s^{max}(t)$. В результате имеем аналитическое

уравнение объективной прочности железобетона в сжимающем силовом потоке при циклическом нагружении на рассматриваемый момент времени t

$$R_{b,rep}(t) = \frac{h_c \text{ctg} \varphi}{l_{loc} \sqrt{\pi l(t) \cdot Y(t)}} \left\{ k_{bcf} (t) + \sum_{i=1}^h \frac{\sigma_{si}^{max}(t) A_s}{b \cdot \sqrt{\pi \cdot l(t)}} \left[\sqrt{\frac{l(t) + (i-0,5) \cdot s}{l(t) - (i-0,5) \cdot s}} + \sqrt{\frac{l(t) - (i-0,5) \cdot s}{l(t) + (i+0,5) \cdot s}} \right] \right\} \times \\ \times \left\langle A - \left[G_b L_s B + \frac{6 E_s J_s L_s \cdot n}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)^3} + C \right] \times \left[\frac{1}{E_b} + C_3 \prod_{k=1}^{k=n} K_k \alpha \psi_v + \int_{t_0}^t \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_b(\tau)} + \alpha(t, \tau) \right] d\tau \right] \right\rangle^{-1}, \quad (5)$$

где A , B смотри пояснения к (4); $C = 0$ - для железобетонных элементов с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H < 0,2$, а также для железобетонных элементов с размерами $H > 1,5L$; $C = E_s \cdot A_s / b l_{loc}$ - для железобетонных элементов с размерами $H \leq 1,5L$ и $l_{loc}/H > 0,2$; $\sigma_{si}^{max}(t)$ и s - текущие напряжения в горизонтальной растянутой арматуре и её шаг.

Для обеспечения выносливости бетонных и железобетонных элементов с нулевым пролетом среза ($c_0/h_0 = 0$), т.е. при местном сжатии, необходимо определять сжимающие напряжения $\sigma_{lc}^{max}(t)$, возникающие в пределах сжимающего силового потока и ограничивать пределом выносливости бетона (или железобетона) при местном сжатии $R_{b,rep}(t)$ для заданного режима циклического нагружения, т.е. в пределах сжимающего силового необходимо соблюдать условие выносливости

$$\sigma_{lc}^{max}(t) \leq R_{b,rep}(t). \quad (6)$$

Поскольку развитие деформаций виброползучести $\varepsilon_{lc,pl}$ в сжатом бетоне в направлении действия напряжений $\sigma_{lc}^{max}(t_0)$ происходит в свободных условиях и ничто не препятствует их развитию, то можно принимать $\sigma_{lc}^{don}(t) = 0$ и поэтому текущие сжимающие напряжения принимаем $\sigma_{lc}^{max}(t)$ равными начальным сжимающим напряжениям $\sigma_{lc}^{max}(t_0)$ при первом нагружении и определяем из условий равновесия на основе модели усталостного сопротивления, а коэффициент асимметрии цикла напряжений равен коэффициенту асимметрии цикла внешней нагрузки, т.е. $\rho_b = \rho = P_{min}/P_{max}$. Пределы выносливости определяются по (4) или (5).

Особенностью работы «длинных» железобетонных изгибаемых элементов при малых пролетах среза $c_0 < 1,2h_0$ является образование локальных полос напряжений, связанных с точками приложения сосредоточенных внешних усилий, в пределах которых и происходит усталостное разрушение (рис.5). Эта главная особенность работы обычных железобетонных балок с малым пролетом среза объединяет их с «короткими» (высокими) элементами. В обоих случаях эта особенность проявляется при небольших значениях относительного расстояния между действующими на элемент усилиями.

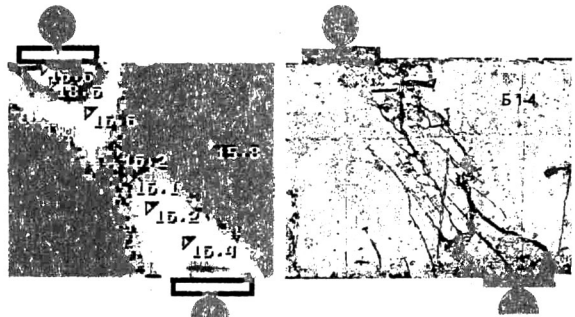


Рис.5. Термограмма балки и характер её усталостного разрушения при малых пролетах среза.

Т.И.Барансва, А.С.Залесов, Б.С.Соколов и др. считают, что для практических расчетов коротких элементов наиболее простым решением задачи представляется создание расчетной модели в виде каркасно-стержневой системы (КСС), состоящей из наклонных сжатых полос и растянутых арматурных поясов, замыкающихся в местах приложения внешних нагрузок и опорных реакций. Каркасно-стержневой аналог широко применяется в практике проектирования железобетонных конструкций за рубежом. За последние 30 лет в нашей стране были выполнены многочисленные экспериментальные и теоретические исследования по созданию расчетных моделей коротких элементов при статическом нагружении в виде каркасно-стержневой системы. Проверка на большом экспериментальном материале, выполненная различными авторами показала хорошую работоспособность таких моделей при статическом нагружении.

Создание расчетных моделей коротких железобетонных элементов в виде каркасно-стержневой системы в нашей стране началось благодаря работам Т.И.Барановой, благодаря которым утвердился также термин «короткие железобетонные элементы». Принцип построения расчетной модели заключается в определении наклонных потоков сжимающих напряжений и горизонтального потока растягивающих напряжений, пересечение которых образует систему, которая условно называется каркасно-стержневой моделью коротких элементов. Основными факторами, определяющими расчетные наклонные полосы, являются размеры грузовых l_{sup}^{top} и опорных площадок l_{loc}^{bot} , под которыми формируются потоки сжимающих напряжений. Чем меньше размеры площадок, тем выше плотность траекторий. Таким образом, опорные и грузовые площадки формируют наклонную полосу и определяют ее ширину поверху и понизу. Угол наклона потока главных сжимающих напряжений приближается к углу наклона линии, соединяющей центры приложения опорной силы и силы нагружения.

Анализ характера образования и развития усталостных трещин в зоне действия поперечных сил экспериментальных балок (рис.5), их напряженно-деформированного состояния, а также термограмм и термографического фильма, полученных с помощью тепловизора в процессе усталостных испытаний, показывает, что каркасно-стержневой аналог элемента достаточно корректно отражает характер работы, особенности напряженно-деформированного состояния «длинных» железобетонных изгибаемых элементов с малым пролетом среза $c_0 < 1,2h_0$, характер образования и развития трещин в приопорной зоне и усталостного разрушения этих элементов в зоне действия поперечных сил при циклическом нагружении и поэтому она вполне приемлема для оценки выносливости таких элементов при действии поперечных сил.

Учитывая результаты усталостных испытаний элементов с малым пролетом среза, проведенных автором, на основе существующих расчетных моделей коротких элементов для статического нагружения Т.И.Барановой, Б.С.Соколова, А.С. Залесова, В.Н.Сахарова, А.В.Старчевского и норм ЕКБ-ФИП, каркасно-стержневую модель усталостного сопротивления «длинных» железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при малых пролетах среза можно представить как на рис. 6. Моделируя работу приопорной зоны железобетонного элемента при малых пролетах среза каркасно-стержневым аналогом элемента можно постулировать, что усталостная

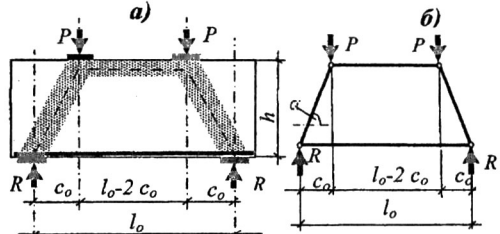


Рис. 6. Формирование силовых потоков в обычной («длинной») балке с малым пролетом среза при многократно повторяющихся нагрузках (а) и её каркасно-стержневой аналог (б).

прочность изгибаемого элемента в зоне действия поперечных сил при малых пролетах среза определяется выносливостью каждого элемента КСС: наклонных сжатых полос и продольной растянутой арматуры. Результаты экспериментальных исследований показывают, что при многократно повторяющихся нагрузках в железобетонных изгибаемых элементах с малым пролетом среза ($c_0 \leq 1.2h_0$) усталостное разрушение в зоне действия поперечных сил при многократно повторяющихся нагружениях действительно происходит либо по наклонной сжатой полосе между опорной и грузовой площадками либо по растянутой зоне элемента. Усталостное разрушение по растянутой зоне происходит в результате усталостного разрыва продольной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной или в результате нарушения анкеровки арматуры за наклонной трещиной. Поэтому для обеспечения выносливости таких элементов необходимо определять напряжения внутри наклонного сжимающего силового потока и в продольной арматуре в месте пересечения с наклонной трещиной и действующие напряжения ограничивать значениями объективной прочности при циклическом нагружении (пределов выносливости) бетона, арматуры и их сцепления между собой, т.е. для обеспечения долговечности таких железобетонных элементов необходимо соблюдать условия выносливости

$$\sigma_{1C}^{max}(t) \leq R_{b,rep}(t), \quad \sigma_{s,s}^{max}(t) \leq R_{s,rep}(t), \quad \sigma_s^{max}(t) \leq R_{s,an}(t), \quad (7)$$

где $\sigma_{1C}^{max}(t)$ - сжимающие напряжения в наклонном сжимающем силовом потоке; $\sigma_{s,s}^{max}(t)$ - текущие (максимальные) растягивающие напряжения в наиболее нагруженных волокнах продольной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной; $\sigma_s^{max}(t)$ - текущие (максимальные) осевые растягивающие напряжения в продольной арматуре в месте пересечения с наклонной трещиной; $R_{b,rep}(t)$ - предел выносливости бетона или железобетона при местном сжатии; $R_{s,rep}(t)$ - предел выносливости продольной арматуры в условиях плоского напряженного состояния; $R_{s,an}(t)$ - предел выносливости анкеровки продольной арматуры.

Как показывают экспериментальные исследования, напряженно-деформированное состояние внутри наклонного сжимающего силового потока аналогично напряженно-деформированному состоянию в плосконапряженных элементах при действии местной нагрузки.

Поэтому для оценки усталостной прочности наклонной сжатой полосы можно применить модель усталостного разрушения при сжатии и уравнения объективной (остаточной) прочности бетона и железобетона при циклическом нагружении. В этой связи, если ось «1» направить вдоль продольной оси наклонного сжимающего силового потока, а

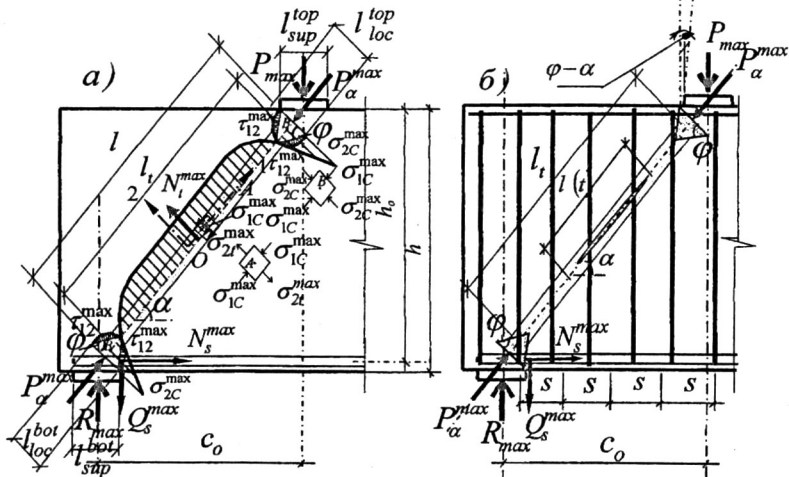


Рис.7. Модель усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при малых пролетах среза.

ось «2» - в ортогональном направлении и принять те же обозначения что и в элементах с нулевым пролетом среза напряженное состояние внутри наклонного сжимающего силового потока можно представить как на рис. 7.

Поскольку развитие деформаций виброползучести $\varepsilon_{lc,pl}$ в сжатом бетоне в направлении действия напряжений $\sigma_{lc}^{max}(t_o)$, как и при местном сжатии, происходит в свободных условиях и ничто не препятствует их развитию, то можно принимать $\sigma_{lc}^{don}(t) = 0$; $\sigma_s^{don}(t) \approx 0$; $\sigma_{lc}^{max}(t) = \sigma_{lc}^{max}(t_o)$, $\sigma_s^{max}(t) \approx \sigma_s^{max}(t_o)$, а $\sigma_{lc}^{max}(t_o)$ и $\sigma_s^{max}(t_o)$ очень просто определяются при первом нагружении из условий равновесия на основе модели усталостного сопротивления.

В связи с тем, что напряженно-деформированное состояние внутри наклонной сжатой полосы и характер усталостного разрушения в пределах полосы аналогичны напряженно-деформированному состоянию и характеру усталостного разрушения в плосконапряженных элементах при действии местной нагрузки, то уравнение для определения объективной усталостной прочности (предела выносливости) наклонной сжатой полосы на рассматриваемый момент времени t получаем аналогичным образом как и уравнения объективной прочности бетона и железобетона (4) и (5):

$$R_{b,rep} = \frac{(k_{bsf}(t) + K_{ISW}(t) \cos \alpha) \cdot l_t \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin \alpha \cdot \sqrt{\pi l(t)} Y(t)} \left\langle A_{nm} - \left\{ G_b L_e B_{nm} + \frac{6 E_s J_s L_e \cdot n \cdot \cos(\varphi - \alpha) \sin \alpha}{b \left(d_s \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)^3} \right\} \times \right. \\ \left. \times \left\{ \frac{1}{E_b} + C_2 \prod_{k=1}^{k=n} K_k a \psi_v + \int_{t_o}^t \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_b(\tau)} + C(t, \tau) \right] dt \right\} \right\rangle^{-1}, \quad (8)$$

где $K_{ISW}(t)$ - коэффициент интенсивности напряжений, характеризующий сдерживающее влияние поперечной арматуры на развитие трещины внутри наклонного сжимающего потока; α - угол наклона сжатой полосы; $A_{nm} = 1$, $B_{nm} = 1/\sin^2 \varphi$ - для железобетонных элементов с размерами грузовых площадок $l_{sup}/h < 0,2$; $A_{nm} = \cos^2 \varphi$, $B_{nm} = \operatorname{ctg}^2 \varphi$ - для железобетонных элементов с размерами грузовых площадок $l_{sup}/h \geq 0,2$; в элементах без поперечной арматуры $K_{ISW} = 0$.

Процесс многоциклового усталости арматуры характеризуется образованием и развитием усталостных трещин в ней. Зарождение усталостных микротрещин происходит в результате интенсивного пластического деформирования арматурной стали в локальных объемах концентрации напряжений в арматуре, основным источником которых является периодический профиль арматуры. Это приводит к значительным замкнутым петлям гистерезиса, площадь которых равна энергии, рассеянной в течение одного цикла нагружения. После исчерпания пластического ресурса в этих локальных пластически деформированных объемах образуются микротрещины, одна из которых может перерасти в магистральную трещину. При дальнейшем увеличении количества циклов нагружения происходит развитие магистральной трещины до критических размеров. В этой связи для аналитического описания процесса усталостного разрушения и изменения усталостной прочности стальной арматуры в составе железобетонного элемента при многократно повторяющихся нагрузках привлекаются методы механики разрушения. Предел выносливости (объективную прочность) продольной арматуры на рассматриваемый момент времени t в месте пересечения с наклонной трещиной в условиях плоского напряженного состояния определяем как

$$R_{se}(t) = \sigma_{sc} \cdot K_{scf}(t) / \sqrt{(Y(l) \cdot \sigma_{sc})^2 \cdot l_s(t) + K_{sf}^2(t)}, \quad (9)$$

$$\sigma_{sc} = \sigma_u / \left(1 + \exp \left(-2E_s \cdot \varepsilon_{pl}^{pec} / \sigma_u \right) \sqrt{1 + 3 \left(\tau_{sl,max} / \sigma_{ssi,max} \right)^2} \right), \quad (10)$$

где σ_{sa}^{max} , τ_s^{max} - нормальные напряжения в наиболее нагруженных волокнах и касательные напряжения в продольной арматуре месте пересечения с наклонной трещиной; $l_s(t)$ - длина усталостной трещины в арматуре на рассматриваемый момент времени t ; $K_{scf}(t)$ - критический коэффициент интенсивности напряжений арматуры при циклическом нагружении на рассматриваемый момент времени t ; σ_u - временное сопротивление стали разрыву; ε_{pl}^{pec} - остаточный пластический ресурс стали.

Процесс многоциклового усталости анкеровки арматуры характеризуется образованием и развитием усталостных трещин в контактной зоне между арматурой и бетоном. Если уровень напряжений сцепления арматуры с бетоном τ_g высок, и они оказываются больше предела выносливости сцепления, т.е. выполняется условие $\tau_g / \tau_{rep} > 1$, то происходит зарождение и развитие несквозных усталостных трещин в контактной зоне между арматурой и бетоном. Как показывают исследования Б. Бромса, И. Гото, Н.И.Карпенко, В.Хана, М.М.Холмянского эти несквозные, внутренние трещины являются конусообразными. Эти конусообразные трещины начинают свое развитие под выступами арматуры и проникают в толщу бетона. Образование этих конусообразных трещин связано с работой бетона под выступами арматуры на смятие. Поэтому объективную усталостную прочность бетона под выступами, а, следовательно, и силы зацепления выступов арматуры нужно определить как функцию длины конусообразной трещины $l(t)$, которая постоянно увеличивается с увеличением количества циклов нагружения. Поэтому для аналитического описания процесса усталостного разрушения контактной зоны и изменения усталостной прочности анкеровки продольной арматуры при многократно повторяющихся нагрузках привлекаются методы механики разрушения. Предел выносливости (объективную прочность) анкеровки продольной арматуры на рассматриваемый момент времени t определяем как

$$R_{s,an}(t) = k_{bcf}(t) \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{1,5a}{\cos \varphi_k} - \frac{c_r}{\sin \varphi_k} \sin \varphi \cos \varphi \right) (d + 2c_r + (0,75a - 0,5c_r \operatorname{ctg} \varphi_k \sin \varphi \cos \varphi)) \times \\ \times (1,5(1 + \sin \alpha_r) - \sqrt{\sin \alpha_r}) \cdot \frac{2\tau_g(d + 2c_r)(L + L_{pl})}{d^2} \cdot (\sqrt{\pi l(t, \tau)} \cdot Y(l) s_r (d + 2c_r) \sin 2\varphi_k \sin \alpha_r)^{-1} \times \\ \times \left\langle 1 - \frac{G_b(3a \operatorname{tg} \varphi_k - 2c_r \sin \varphi \cos \varphi) A_{sh}}{c_r \cos \varphi \sin^2 \varphi} \frac{A_{sh}}{A_c} \left[\frac{1}{E_b} + C_9 \prod_{k=1}^{k=n} K_k a \psi_v + \int_{t_0}^t \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_b(\tau)} + C(t, \tau) \right] dt \right] \right\rangle^{-1}, \quad (11)$$

где $\frac{A_{sh}}{A_c} = \frac{0,5 \cos \varphi}{(d + c_r)} \left\{ d + 2c_r + \frac{0,5c_r \sin(\varphi - \varphi_k)}{\sin \varphi_k \cos \varphi} \right\}$; d - диаметр стержня; c_r, s_r, α_r - соответственно высота выступов, шаг выступов и угол наклона выступов арматуры; a - защитный слой бетона; L, L_{pl} - длина заделки арматуры и пластического участка заделки; φ_k - угол клина под выступами арматуры; $l(t, \tau)$ - длина усталостной трещины в бетоне под выступами арматуры на рассматриваемый момент времени t .

В процессе циклического нагружения под воздействием больших напряжений смятия в бетоне под выступами арматуры интенсивно развиваются деформации виброползучести. С увеличением количества циклов нагружения N , вследствие виброползу-

части окружающего бетона под выступами арматуры, происходит увеличение приращения перемещений $g_0^{max}(t)$ на загруженном конце и внутри заделки $g_x^{max}(t)$, а это в свою очередь приводит к перераспределению усилий зацепления P_{1r} с более нагруженных выступов у конца заделки на выступы, расположенные в глубине заделки, т.е. происходит перераспределение напряжений сцепления τ_g по длине заделки. При этом увеличение количества циклов нагружения приводит к непрерывному увеличению длины пластического участка и поэтому происходит увеличение полноты эпюры напряжений сцепления.

Как показывает анализ экспериментальных данных, усталостная прочность и предел выносливости железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил выше нагрузки образования наклонных трещин в растянутой зоне элемента при кратковременном статическом нагружении, т.е. железобетонные изгибаемые конструкции успешно сопротивляются многократно повторяющимся циклическим нагрузкам и при наличии нормальных и наклонных трещин в зоне действия поперечных сил. В связи с этим, при разработке расчетной модели для оценки усталостной прочности или выносливости железобетонных изгибаемых элементов при действии поперечных сил необходимо учитывать наличие трещин в растянутой зоне, так как образование и развитие наклонных трещин кардинальным образом меняет качество напряженно-деформированного состояния, особенно в элементах с большим пролетом среза.

Условием образования трещин в растянутой зоне изгибаемых элементов на рассматриваемых траекториях является достижение главными растягивающими напряжениями предела прочности бетона при плоском напряженном состоянии "сжатие-растяжение", если трещины образуются уже при первом нагружении, или усталостной прочности бетона при плоском напряженном состоянии, если трещины образуются после определенного количества циклов нагружения. В элементах с большим пролетом среза ($c_0/h_0 > 2$), в зоне действия поперечных сил, вначале образуются нормальные трещины, а затем они, искривляясь по траектории главных сжимающих напряжений, превращаются в наклонные трещины. При увеличении количества циклов нагружения одна из таких наклонных трещин начинает развиваться более интенсивно и становится критической. Траекторию главных сжимающих напряжений, вдоль которой происходит образование и развитие начального участка критической наклонной трещины, можно описать уравнением $y/h = m/(n + h/c)$, где $m; n$ — определяются из граничных условий. Анализ характера образования и развития усталостных трещин, усталостного разрушения балок, напряженно-деформированного состояния в зоне действия поперечных сил при циклическом нагружении, а также термограмм экспериментальных балок, полученных в процессе усталостных испытаний (рис.8) позволяет выдвинуть следующую гипотезу дальнейшего развития критической наклонной трещины и разработать модель усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов с большим пролетом среза. Задолго до образования нормальных и наклонных трещин в глубине пролета среза, тем более до формирования и развития критической наклонной трещины, в нормальном сечении в конце пролета среза, где действует максимальный момент, образуется нормальная трещина (сечение 1-1 на Рис.9). К моменту образова-

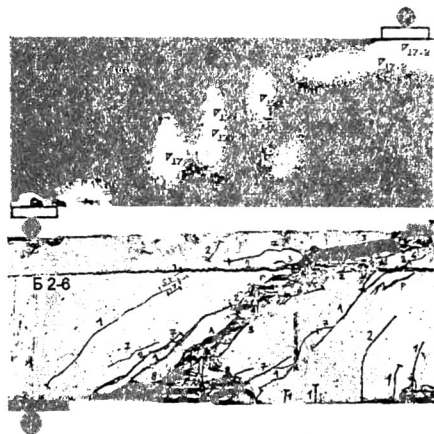


Рис. 8. Термограмма балки и характер её усталостного разрушения при больших пролетах среза.

ния остальных трещин в зоне действия поперечных сил эта нормальная трещина в конце пролета срез развивается на большую высоту, и растянутая зона бетона практически полностью исключается из работы; эпюра $\sigma_x^{max}(t)$ искривляется, увеличивается полнота эпюры ω_σ и в верхней части эпюры $\sigma_x^{max}(t)$ начинает образовываться пластический участок; уменьшение высоты нетрещиновой части бетона в этом нормальном сечении приводит к увеличению полноты эпюры ω_τ касательных напряжений и к резкому увеличению максимального значения касательных напряжений $\tau_{xy}^{max}(t)$. Поэтому в пределах пластического участка x_{pl} сжатой зоны резко увеличивается равнодействующая N_{R2}^{max} нормальных $N_b^{max} = \int_{A_{pl}} \sigma_x^{max}(t) \cdot dA$ и касательных $Q_b^{max} = \int_{A_{pl}} \tau_{xy}^{max}(t) \cdot dA$ усилий,

где A_{pl} — площадь пластического участка сжатой зоны в нормальном сечении с трещиной в конце пролета срез. Под воздействием усилия N_{R2}^{max} в сжатой зоне, действующего в пределах ограниченной грузовой площади $x_{pl}/\cos \gamma$, в направлении действия этого усилия возникает наклонный сжимающий силовой поток под углом γ к продольной оси элемента. Характер распределения напряжений внутри этого наклонного сжимающего силового потока такой же, как при местном сжатии. Как было изложено выше, при местном сжатии под грузовой площадкой небольшой ширины образуется клин уплотнения, который находится в условиях двухосного сжатия. Под воздействием клина уплотнения, в средней части сжимающего силового потока, возникает плоское напряженное состояние "растяжение-сжатие". При циклическом нагружении, еще до образования критической наклонной трещины, внутри наклонного сжимающего силового потока, от микропор в теле бетона или усадочных микротрещин по линии действия растягивающих напряжений зарождаются и развиваются усталостные микротрещины отрыва, а затем они объединяются в макротрещину отрыва cd под углом γ к продольной оси элемента. Наиболее характерной особенностью развития трещин нормального отрыва, развивающихся вдоль линии действия сжимающих усилий, является стремление любой, даже первоначально наклонной к линии действия сжимающего усилия, трещины выравнивать свою траекторию в направлении сжатия. Учитывая это можно выдвинуть гипотезу о том, что из всех наклонных трещин, образованных в зоне действия поперечных сил в растянутой зоне, при первом нагружении или при увеличении количества циклов нагружения, критической становится та наклонная трещина, которая попадает в зону влияния наклонного сжимающего силового потока, образованного от действия равнодействующей N_{R2}^{max} усилий в сжатой зоне в пределах пластического участка x_{pl} . Только этим можно объяснить, что критической становится, как правило, крайняя

наклонная трещина (ближайшая к опоре), которая образуется и развивается вдоль менее напряженной траектории главных сжимающих напряжений; дальнейшее развитие критической наклонной трещины и более интенсивное ее раскрытие по

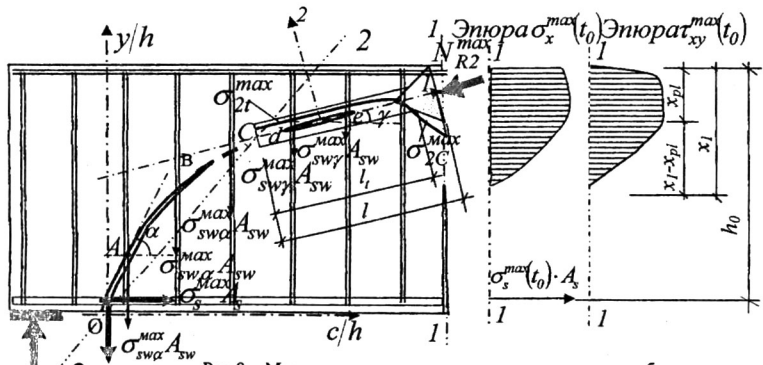


Рис.9. Модель усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов с поперечной арматурой действию поперечных сил при больших пролетах срез.

сравнению с остальными наклонными трещинами; резкое увеличение нормальных напряжений в продольной арматуре в месте пересечения с критической наклонной трещиной (выравнивание продольных усилий).

В этой связи модель усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов с большим пролетом среза можно представить как на рис. 9. На основе этой модели, после образования и развития критической наклонной трещины при увеличении количества циклов нагружения усталостное разрушение железобетонного элемента по наклонному сечению происходит либо по сжатой зоне либо в результате усталостного разрыва наиболее нагруженных стержней поперечной арматуры, пересекающихся с начальным участком критической наклонной трещины, либо по растянутой зоне из-за усталостного разрыва продольной арматуры или из-за нарушения анкеровки продольной арматуры.

В связи с этим для обеспечения работоспособности элемента при циклическом нагружении необходимо соблюдение следующих условий выносливости

$$\sigma_{IC}^{max}(t) \leq R_{bc,rep}(t), \sigma_{sw,\alpha}^{max}(t) \leq R_{sw,rep}(t), \sigma_{ss}^{max}(t) \leq R_{sq,rep}(t), \sigma_s^{max}(t) \leq R_{an,rep}(t), \quad (12)$$

где $\sigma_{IC}^{max}(t)$ - текущие главные сжимающие напряжения в сжатой зоне над критической наклонной трещиной в направлении действия равнодействующей продольных и поперечных сил в бетоне в пределах пластического участка сжатой зоны; $R_{b,rep}(t)$ - предел выносливости (объективная прочность) сжатой зоны над критической наклонной трещиной (бетона (или железобетона) при местном сжатии в направлении главных сжимающих напряжений) на момент времени t ; $\sigma_{sw,\alpha}^{max}(t)$ текущие максимальное напряжение в наиболее нагруженных стержнях поперечной арматуры на момент времени t в месте пересечения с начальным участком критической наклонной трещины в растянутой зоне; $R_{sw,rep}(t)$ - предел выносливости стержней поперечной арматуры при осевом нагружении на момент времени t ; $\sigma_s^{max}(t)$ - текущее осевое напряжение в продольной арматуре на момент времени t ; $\sigma_{ss}^{max}(t)$ - текущие (максимальные) растягивающие напряжения в наиболее нагруженных волокнах продольной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной на момент времени t ; $R_{sq,rep}(t)$ - предел выносливости продольной арматуры в условиях плоского напряженного состояния на момент времени t ; $R_{an,rep}(t)$ - предел выносливости анкеровки продольной арматуры на момент времени t .

Действие многократно повторяющейся нагрузки вследствие развития деформаций виброползучести сжатого бетона в направлениях действия напряжений σ_{XI}^{max} , σ_{IC}^{max} сопровождается возникновением и развитием дополнительного (остаточного) напряженного состояния, что приводит к непрерывному изменению напряженно-деформированного состояния в приопорной зоне изгибаемого элемента. Поэтому при оценке выносливости элементов необходимо иметь представление о напряженно-деформированном состоянии в бетоне и арматуре на всех стадиях нагружения. В целях упрощения оценки напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов в процессе циклического нагружения, действие многократно повторяющейся нагрузки целесообразно разделить на два этапа и поэтому работу элемента удобно разделить также на два этапа. Первый этап отражает напряженное состояние конструкции при первом цикле ($N=1$) нагружения до максимальной нагрузки цикла P_{max} . Второй этап отражает напряженное состояние элементов в процессе всего циклического нагружения при $N>1$. На этой стадии отражается весь процесс непрерывного изменения

напряженно-деформированного состояния элементов из-за интенсивного развития деформаций виброползучести $\varepsilon_{ic,pl}$ сжатого бетона в стесненных условиях.

В обобщенном виде текущие напряжения в бетоне и арматуре и их коэффициенты асимметрии цикла представляем в виде

$$\sigma_i^{max}(t) = \sigma_i^{max}(t_0) \pm \sigma_i^{don}(t), \quad (13)$$

$$\rho_i(t) = \langle \rho \cdot \sigma_i^{max}(t_0) + \sigma_i^{don}(t) \rangle / \langle \sigma_i^{max}(t_0) + \sigma_i^{don}(t) \rangle, \quad (14)$$

где $\rho = P_{min}/P_{max}$, $\sigma_i^{max}(t_0)$ - начальные напряжения в бетоне или в арматуре при первом нагружении, $\sigma_i^{don}(t)$ - дополнительные (остаточные) напряжения в бетоне или в арматуре, возникающие вследствие накопления деформаций виброползучести бетона в стесненных условиях. Начальные напряжения при первом нагружении $\sigma_i^{max}(t_0)$ определяем из условий равновесия внешних и внутренних усилий на основе модели усталостного сопротивления элемента, а дополнительные напряжения $\sigma_i^{don}(t)$, возникающие в процессе циклического нагружения начиная со второго цикла нагружения определяем на основе деформационных зависимостей для нормального сечения (1-1) в конце пролета среза и наклонного сечения (2-2), проходящего по критической наклонной трещине (рис. 9).

Усталостное разрушение по сжатой зоне над критической наклонной трещиной происходит под действием равнодействующей N_{R2}^{max} поперечных и продольных сил в бетоне сжатой зоны, возникающих в пределах пластического участка, в нормальном сечении 1-1, проходящем через нормальную трещину в конце пролета среза. В связи с тем, что напряженно-деформированное состояние в сжатой зоне над критической наклонной трещиной (внутри наклонного сжимающего силового потока) и характер усталостного разрушения сжатой зоны аналогичны напряженно-деформированному состоянию и характеру усталостного разрушения в плосконапряженных элементах при действии местной нагрузки, то уравнение для определения объективной усталостной прочности сжатой зоны над критической наклонной трещиной на рассматриваемый момент времени t получаем аналогичным образом как и уравнения объективной прочности бетона и железобетона (4) и (5):

$$R_{b,rep} = \frac{(k_{bcf}(t) + k_{ISW}(t)) \cdot l_t \cos \gamma \operatorname{ctg} \varphi}{x_{pl} \sqrt{\pi l(t) \cdot Y(l)}} \left\langle 1 - \left[\frac{G_b L_\varepsilon}{\sin^2 \varphi} + \frac{6 E_s J_s L_\varepsilon \cdot n \cdot \cos(\varphi - \gamma) \sin \gamma}{\left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right] \times \right. \\ \left. \times \left\{ \frac{1}{E_b} + C \varepsilon \prod_{k=1}^{k=n} K_k a \psi_v + \int_{t_0}^t H_\sigma \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_b(\tau)} + C(t, \tau) \right] dt \right\} \right\rangle^{-1} \quad (15)$$

Предел выносливости продольной арматуры $R_{sq,rep}(t)$ в месте пересечения с критической наклонной трещиной в условиях плоского напряженного состояния определяем по (9) и (10). Предел выносливости анкеровки продольной арматуры $R_{an,rep}(t)$ за критической наклонной трещиной определяем по (11). Предел выносливости $R_{sw,rep}(t)$ стержней поперечной арматуры при осевом нагружении определяем по (9) и (10) принимая при этом $\tau_s^{max} = 0$.

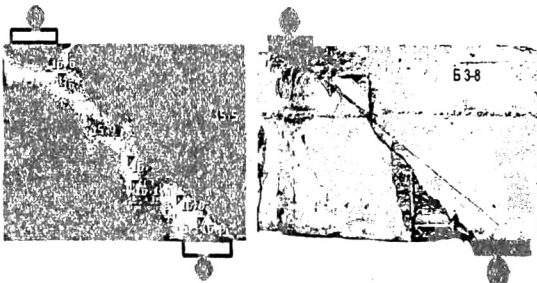


Рис. 10. Термограмма балки и характер усталостного разрушения при средних пролетах среза.

Усталостные испытания железобетонных балок прямоугольного сечения с пролетом среза $c_0 = (1,51 - 1,67)h_0$ позволяют установить следующую картину образования и развития трещин и характер усталостного разрушения в зоне действия поперечных сил. Поскольку элементы со средним пролетом среза $1,2h_0 < c_0 < 2h_0$ находятся на границе элементов с малым пролетом среза и элементов с большим пролетом среза, то в работе и в механизме усталостного разрушения при средних пролетах среза проявляются особенности как первых так и вторых, т.е. на характер образования и развития трещин в зоне действия поперечных сил и усталостного разрушения таких элементов оказывают влияние как внутренние силовые факторы, действующие в рассматриваемых по длине пролета среза элемента сечениях (моменты и поперечные силы), так и местные возмущения напряженного состояния и концентрации напряжений в определенных зонах, связанных с точками приложения сосредоточенных внешних сил. Поэтому при средних пролетах среза усталостное разрушение происходит с образованием критической наклонной трещины (рис. 10), но на разрушение оказывают влияние также и местные возмущения напряженного состояния и концентрации напряжений в определенных зонах, связанных с точками приложения сосредоточенных внешних сил. Критическая наклонная трещина образуется на расстоянии $(0,2 - 0,3)h$ от растянутой грани и развивается в направлениях к опоре и к грузу. В растянутой зоне она развивается вдоль линии 2 - 2 (Рис.11), соединяющей внутреннюю границу опорной пластины с внешней границей грузовой пластины и полностью пересекает ее (до внутренней кромки опорной пластины). При своем развитии в направлении к грузу, критическая наклонная трещина, после того, как приближается до точки О, пересечения линий 3 - 3 и 2 - 2, меняет свое направление и продолжает развиваться вдоль оси 3 - 3 наклонного сжимающего потока, образуя между точками приложения опорной реакции и сосредоточенной нагрузки, т.е ориентируется вдоль наклонного сжимающего силового потока. В то же время внутри самого сжимающего силового потока по линии действия растягивающих напряжений σ_{2l}^{max} образуется и развивается трещина отрыва вдоль оси 3 - 3 потока, которая затем сливается с начальным участком (ОО₂) критической трещины. Очевидно, что образование, развитие и раскрытие критической трещины в растянутой зоне (участок ОО₂) связаны с плоским поворотом и сдвигом наклонного сечения 2 - 2, а ее развитие и раскрытие в сжатой зоне (cd) - с образованием и развитием

микротрещин отрыва по линии действия растягивающих напряжений σ_{2l}^{max} (Рис.11) в зоне «растяжение-сжатие» внутри наклонного сжимающего силового потока, образованного под действием силы P_{β}^{max} , а затем, их сливанием в макротрещину и дальнейшим развитием и раскрытием этой макротрещины отрыва. Характер распределения напряжений внутри наклонного сжимающего силового потока такой же, как при смятии.

В этой связи модель

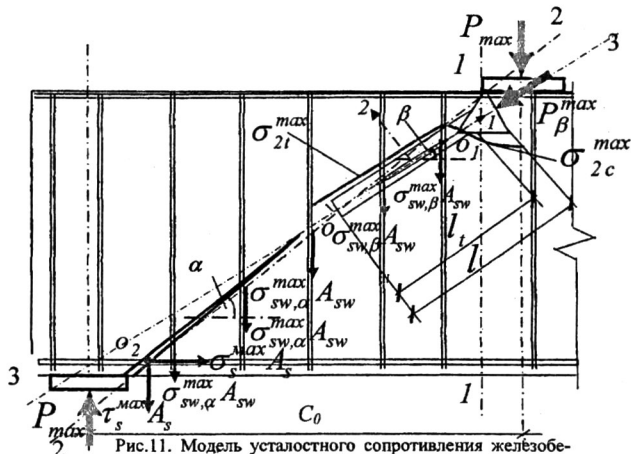


Рис.11. Модель усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при средних пролетах среза.

усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов со средним пролетом среза можно представить как на рис. 11. На основе этой модели, после образования и развития критической наклонной трещины при увеличении количества циклов нагружения усталостное разрушение железобетонного элемента по наклонному сечению происходит либо по сжатой зоне, либо в результате усталостного разрыва наиболее нагруженных стержней поперечной арматуры, пересекающихся с начальным участком критической наклонной трещины, либо по растянутой зоне из-за усталостного разрыва продольной арматуры или из-за нарушения анкеровки продольной арматуры. Поэтому для обеспечения работоспособности элемента при циклическом нагружении необходимо соблюдение следующих условий выносливости

$$\sigma_{IC}^{max}(t) \leq R_{b,rep}(t), \sigma_{sw,\alpha}^{max}(t) \leq R_{sw,rep}(t, \tau), \sigma_{ss}^{max}(t) \leq R_{sq,rep}(t), \sigma_s^{max}(t) \leq R_{an,rep}(t), \quad (16)$$

где $\sigma_{IC}^{max}(t)$ - текущие главные сжимающие напряжения в сжатой зоне над критической наклонной трещиной в направлении действия усилия; $R_{b,rep}(t)$ - предел выносливости (объективная прочность) сжатой зоны над критической наклонной трещиной (бетона (или железобетона) при местном сжатии в направлении главных сжимающих напряжений) на рассматриваемый момент времени t ; $\sigma_{sw,\alpha}^{max}(t)$ - текущие максимальные напряжения в наиболее нагруженных стержнях поперечной арматуры на момент времени t в месте пересечения с начальным участком критической наклонной трещины в растянутой зоне; $R_{sw,rep}(t)$ - предел выносливости стержней поперечной арматуры при осевом нагружении на рассматриваемый момент времени t ; $\sigma_s^{max}(t)$ - текущее осевое напряжение в продольной арматуре на момент времени t ; $\sigma_{ss}^{max}(t)$ - текущие (максимальные) растягивающие напряжения в наиболее нагруженных волокнах продольной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной на рассматриваемый момент времени t ; $R_{sq,rep}(t)$ - предел выносливости продольной арматуры в условиях плоского напряженного состояния на рассматриваемый момент времени t ; $R_{an,rep}(t)$ - предел выносливости анкеровки продольной арматуры на рассматриваемый момент времени t .

Как и в элементах с большим пролетом среза и в элементах со средним пролетом среза действие многократно повторяющейся нагрузки вследствие виброползучести сжатого бетона в направлениях действия напряжений σ_{xt}^{max} , σ_{IC}^{max} сопровождается возникновением и развитием дополнительного (остаточного) напряженного состояния, что приводит к непрерывному изменению напряженно-деформированного состояния в приопорной зоне изгибаемого элемента и определение напряжений в зоне действия поперечных сил также подразделяем на две стадии - на 1-ой стадии определяем начальные напряжения при первом нагружении, а на 2-ой стадии - дополнительные (остаточные) напряжения, а текущие напряжения в бетоне и арматуре и коэффициенты их асимметрии цикла в обобщенном виде представляем также по (13) и (14).

Усталостное разрушение по сжатой зоне над критической наклонной трещиной происходит под действием силы P_{β}^{max} (рис. 11). Под воздействием этой силы в сжатой зоне возникает сжимающий силовой поток с углом наклона β к продольной оси элемента. В связи с тем, что напряженно-деформированное состояние в сжатой зоне над критической наклонной трещиной (внутри наклонного сжимающего силового потока) и характер усталостного разрушения сжатой зоны аналогичны напряженно-деформированному состоянию и характеру усталостного разрушения в плосконапряженных элементах при действии местной нагрузки, то уравнение для определения объективной усталостной прочности сжатой зоны над критической наклонной трещиной на рассматриваемый момент времени t получаем аналогичным образом как и уравнения объективной прочности бетона и железобетона (4) и (5):

$$R_{h,rep} = \frac{(k_{bcf}(t) + k_{ISW}(t)) Y_1 \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin \beta \sqrt{\pi l(t) Y(l)}} \left\langle 1 - \left\{ \frac{G_b L_\varepsilon}{\sin^2 \varphi} + \frac{6 E_s J_s L_\varepsilon n \cos(\varphi - \beta) \sin \beta}{\left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right\} \times \right. \\ \left. \times \left\{ \frac{1}{E_b} + C_9 \prod_{k=1}^{k=n} K_k a \psi_0 + \int_{t_0}^t \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E_b(\tau)} + C(t, \tau) \right] dt \right\} \right\rangle^{-1} \quad (17)$$

Предел выносливости продольной арматуры $R_{sq,rep}(t)$ в месте пересечения с критической наклонной трещиной в условиях плоского напряженного состояния определяем по (9) и (10). Предел выносливости анкеровки продольной арматуры $R_{an,rep}(t)$ за критической наклонной трещиной определяем по (11). Предел выносливости $R_{sw,rep}(t)$ стержней поперечной арматуры при осевом нагружении определяем по (9) и (10) принимая при этом $\tau_s^{max} = 0$.

Разработанные в 3 главе диссертации модели усталостного сопротивления бетонных и железобетонных элементов учитывают особенности усталостного сопротивления действию поперечных сил каждой из групп классификации элементов. Каждая из этих групп предложенной классификации характеризуется существенными отличиями в механизме сопротивления железобетонных элементов действию многократно повторяющихся циклических нагрузок. В этой связи, для каждой группы предлагаемой классификации разработаны свои физические модели усталостного сопротивления, которые корректно отражают характер образования и развития усталостных трещин, особенности напряженно-деформированного состояния, неупругое деформирование бетона, форму усталостного разрушения элементов каждой из групп, учитывают особенности, присущие только для каждой конкретной группы классификации и которыми существенно отличаются от других групп данной классификации. Эти модели в явном виде учитывают все основные факторы, которые оказывают влияние на усталостное сопротивление железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при различных пролетах среза. Поэтому они позволяют с большой точностью рассчитать напряженное состояние, объективную усталостную прочность бетона, арматуры и их сцепления между собой и оценить выносливость железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при различных пролетах среза. В то же время использование предложенных в 4 главе методов расчета выносливости, основанных на этих моделях, сопряжено с трудностями вычислительного характера, кроме того, они требуют некоторых специальных знаний, связанных с теорией трещин и механикой разрушения и поэтому доступны не для каждого проектировщика. При этом основные трудности возникают не при вычислении напряжений, а при оценке объективной (остаточной) прочности бетона и арматуры при циклическом нагружении, которые связаны с учетом накопления повреждений и снижения пластического ресурса материалов через интегральные параметры - длина усталостной трещины $l(t)$ и критическое значение коэффициента интенсивности напряжений при циклическом нагружении $K_{cf}(t)$. К тому же развитие усталостных трещин в бетоне приводит к увеличению деформаций виброползучести, так как неупругие деформации бетона при циклическом нагружении, складываются из линейной и нелинейной частей, а нелинейная часть деформаций виброползучести проявляется вследствие образования и развития микротрещин усталости в бетоне, т.е. является также функцией от длины усталостных трещин $l(t)$. В этой связи определение нелинейной части деформаций виброползучести также наталкивается

на трудности вычислительного характера. Именно определение этих трех параметров делают расчетные выражения сложными и громоздкими. Поэтому для практических расчетов в диссертации предлагаются инженерные методы расчета, базирующиеся на теоретических результатах глав 3 и 4 и на некоторых упрощающих предположениях.

Инженерные методы учитывают как изменение напряженного состояния в процессе циклического нагружения, так и изменение прочностных свойств бетона, арматуры и их сцепления. При этом деформации виброползучести, пределы выносливости бетона, арматуры и анкеровки арматуры, а также напряжения в них вычисляются по упрощенной методике к моменту времени t .

В практических расчетах изменение напряжений, которое происходит вследствие развития деформаций виброползучести сжатого бетона в стесненных условиях, учитывается функциями накопления напряжений в бетоне H_{σ_b} , в продольной арматуре H_{σ_s} , и в поперечной арматуре H_{σ_w} . H_{σ_b} , H_{σ_s} и H_{σ_w} являются функциями от деформаций виброползучести бетона. При этом деформации виброползучести вычисляются по теории виброползучести В.М.Бондаренко. Текущие напряжения в бетоне, в продольной и в поперечной арматуре к моменту времени t при расчетах представляем в виде

$$\sigma_b^{\max}(t) = \sigma_b^{\max}(t_0) \cdot H_{\sigma_b}; \quad \sigma_s^{\max}(t) = \sigma_s^{\max}(t_0) \cdot H_{\sigma_s}; \quad \sigma_w^{\max}(t) = \sigma_w^{\max}(t_0) \cdot H_{\sigma_w}. \quad (18)$$

где $\sigma_b^{\max}(t_0)$; $\sigma_s^{\max}(t_0)$; $\sigma_w^{\max}(t_0)$ - начальные напряжения соответственно в бетоне, в продольной и в поперечной арматуре.

В бетонных и железобетонных элементах с нулевым пролетом среза $c_0/h_0 = 0$ и в инженерном методе расчета выносливости методика определения напряжений не претерпевает изменений, потому что $\sigma_{ic}^{\text{дон}}(t) = 0$, $\sigma_{ic}^{\max}(t) = \sigma_{ic}^{\max}(t_0)$ и $H_{\sigma_b} = 0$, а $\sigma_{ic}^{\max}(t_0)$ определяется при первом нагружении из условий равновесия на основе модели усталостного сопротивления. Поэтому условие выносливости (6) бетонных и железобетонных элементов при $c_0/h_0 = 0$ остается без изменений. Только правая часть условия выносливости, т.е. пределы выносливости бетонных и железобетонных элементов, после принятия упрощающих предположений, определяются соответственно как

$$R_{b,rep}(t) = \frac{R_{bt,rep} \cdot \left(\frac{\text{ctg} \varphi}{\delta} - \cos^2 \varphi \right)}{A - G_b \cdot L_\varepsilon \cdot B \cdot (1/E_b + H_\varepsilon)}, \quad (19)$$

$$R_{b,rep}(t) = \frac{R_{st,rep} \cdot m \cdot A_s \cdot \text{ctg} \varphi}{H_{\sigma_s} \cdot b \cdot l_{loc} \left\{ A - \left[G_b L_\varepsilon B + \frac{6 E_s J_s L_\varepsilon \cdot n}{b \cdot \left(d_s \cdot \sqrt[4]{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt[4]{\frac{a_s}{d_s}} \right) \right)^3 + C} \right] \cdot \left(\frac{1}{E_b} + H_\varepsilon \right) \right\}}, \quad (20)$$

где A , B , C - смотри пояснения к (4) и (5); $R_{bt,rep}$, $R_{st,rep}$ - относительные пределы выносливости соответственно бетона при растяжении и арматуры; H_ε - функция накопления деформаций в бетоне при циклическом нагружении; E_b , G_b - модули упругости и сдвига бетона.

При малых пролетах среза с учетом (18) условия выносливости (7) переписываем в виде $\sigma_{ic}^{\max}(t_0) \leq R_{bc,rep}(t)/H_{\sigma_b}$, $\sigma_{ss}^{\max}(t_0) \leq R_{sq,rep}(t)/H_{\sigma_s}$, $\sigma_{sw}^{\max}(t_0) \leq R_{an,rep}(t)/H_{\sigma_s}$. (21)

Начальные напряжения $\sigma_{lc}^{max}(t_0)$ и $\sigma_s^{max}(t_0)$ при первом нагружении определяются из условий равновесия на основе модели усталостного сопротивления.

Пределы выносливости наклонной полосы в элементах с поперечной арматурой и без неё после принятия упрощающих предпосылок определяются соответственно как

$$R_{bc,rep}(t) = \frac{R_{sl,rep} \cdot m \cdot A_{sw} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \cdot \cos \alpha}{H_{\sigma_w} b l_{sup} \sin \alpha} \left(A_{nn} - \left\{ G_b L_e B_{nn} + \frac{6 E_s J_s \cdot L_e \cdot n \cdot \cos(\varphi - \alpha) \sin \alpha}{b \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right\} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + H_e \right) \right) \quad (22)$$

$$R_{bc,rep}(t) = \frac{R_{bt,rep} R_{bt} \cdot \left(\frac{h \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin^2 \alpha} - \operatorname{ctg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \alpha - \cos^2 \varphi \right)}{A_{nn} - \left\{ G_b L_e B_{nn} + \frac{6 E_s J_s \cdot L_e \cdot n \cdot \cos(\varphi - \alpha) \sin \alpha}{b \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right\} \cdot \left(\frac{1}{E_b} + H_e \right)}, \quad (23)$$

Предел выносливости продольной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной в условиях плоского напряженного состояния определяем как

$$R_{sq,rep}(t) = \sigma_u \langle k_{ds} - \{ k_{ds} - k_o k_c k_r / [1 - \rho_s (k_o k_c k_r / k_{ds})] \} \cdot \lg N_i / 6,3 \rangle / \sqrt{1 + 3(\tau_s^{max} / \sigma_{ss}^{max})^2}. \quad (24)$$

Предел выносливости анкеровки продольной арматуры определяем как

$$R_{s,an}(t, \tau) = R_{bt,rep} B_o (d + 2c_r) L / R_b \cdot d^2. \quad (25)$$

где B_o – эталонный параметр сцепления.

Пределы выносливости бетона и арматуры в свободных условиях при осевом нагружении вычисляются по известным уравнениям А.П.Кириллова:

$$\text{бетона при сжатии} \quad R_{bt,rep} = R_b \langle k_{db} - (k_{db} - k_{b,rep}^a / [1 - \rho_b [1 - (k_{b,rep}^a / k_{db})]]) \cdot \lg N_i / 7 \rangle, \quad (26)$$

$$\text{бетона при растяжении} \quad R_{bt,rep} = R_{bt} \langle k_{db} - (k_{db} - k_{b,rep}^a / [1 - \rho_b [1 - (k_{b,rep}^a / k_{db})]]) \cdot \lg N_i / 7 \rangle, \quad (27)$$

$$\text{арматуры} \quad R_{sl,rep} = \sigma_u \langle k_{ds} - \{ k_{ds} - k_o k_c k_r / [1 - \rho_s (k_o k_c k_r / k_{ds})] \} \cdot \lg N_i / 6,3 \rangle, \quad (28)$$

где k_{db} и k_{ds} – коэффициенты динамического упрочнения бетона и арматуры; ρ_b и ρ_s – коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне и арматуре; $k_{b,rep}^a = R_{b,rep}^a / R_b$ – абсолютный предел выносливости бетона; $k_o = R_{so,rep} / \sigma_u$ – относительный предел выносливости арматуры при $\rho_s = 0$; k_c – коэффициент, учитывающий наличие сварного стыка или другого концентратора напряжений; k_r – коэффициент, учитывающий диаметр арматуры; σ_u – временное сопротивление арматуры разрыву.

При больших пролетах среза с учетом (18) условия выносливости (12) переписываем в виде

$$\sigma_{lc}^{max}(t_0) \leq R_{bc,rep}(t) / H_{\sigma_b}, \sigma_{sw,\alpha}^{max}(t_0) \leq R_{sw,rep}(t) / H_{\sigma_w}, \sigma_{ss}^{max}(t_0) \leq R_{sq,rep}(t) / H_{\sigma_s}, \sigma_s^{max}(t_0) \leq R_{an,rep}(t) / H_{\sigma_s}. \quad (29)$$

Предел выносливости сжатой зоны над критической наклонной трещиной в железобетонных элементах с поперечной арматурой и без неё после принятия упрощающих предпосылок определяются соответственно

$$R_{bc,rep} = \frac{R_{si,rep} \cdot A_{sw} \cdot \operatorname{ctg} \varphi \cdot \cos \gamma \cdot \left(\frac{0,75h}{\lambda \cdot x_l} - 0,5 \sin \varphi \cos \varphi \right)}{H_{\sigma_{w\gamma}} \cdot b \cdot s \cdot \left\langle 1 - L_\epsilon \cdot \left[\frac{G_b}{\sin^2 \varphi} + \frac{6 E_s J_s \cdot n \cdot \cos(\varphi - \gamma) \sin \gamma}{b \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right] \cdot \left(\frac{1}{E_b} + H_\epsilon \right) \right\rangle} \quad (30)$$

$$R_{bc,rep} = \frac{R_{bt,rep} \cdot \left(\frac{0,75h}{\lambda \cdot x_l} - 0,5 \sin \varphi \cos \varphi \right) \operatorname{ctg} \varphi}{1 - L_\epsilon \cdot \left[\frac{G_b}{\sin^2 \varphi} + \frac{6 E_s J_s \cdot n \cdot \cos(\varphi - \gamma) \sin \gamma}{b \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right] \cdot \left(\frac{1}{E_b} + H_\epsilon \right)} \quad (31)$$

Предел выносливости продольной арматуры $R_{sq,rep}(t)$ в месте пересечения с критической наклонной трещиной в условиях плоского напряженного состояния определяем по (24). Предел выносливости анкеровки продольной арматуры $R_{an,rep}(t)$ за критической наклонной трещиной определяем по (25). Предел выносливости $R_{sw,rep}(t)$ стержней поперечной арматуры при осевом нагружении определяем по (24) принимая при этом $\tau_s^{max} = 0$.

При средних пролетах среза с учетом (18) условия выносливости (16) переписываем в виде

$$\sigma_{IC}^{max}(t_0) \leq R_{bc,rep}(t)/H_{\sigma_b}, \sigma_{sw,a}^{max}(t_0) \leq R_{sw,rep}(t)/H_{\sigma_{sw}}, \sigma_{sa}^{max}(t_0) \leq R_{sq,rep}(t)/H_{\sigma_s}, \sigma_s^{max}(t_0) \leq R_{an,rep}(t)/H_{\sigma_s}. \quad (32)$$

Предел выносливости сжатой зоны над критической наклонной трещиной в железобетонных элементах с поперечной арматурой и без неё после принятия упрощающих предпосылок определяются соответственно

$$R_{b,rep} = \frac{R_{si,rep} \cdot A_{sw} \cdot \cos \beta \cdot \left(\frac{h \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin^2 \beta} - \operatorname{ctg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \beta - \cos^2 \varphi \right)}{H_{w\beta} \cdot b \cdot s \cdot \left\langle 1 - L_\epsilon \cdot \left[\frac{G_b}{\sin^2 \varphi} + \frac{6 E_s J_s \cdot n \cdot \cos(\varphi - \beta) \sin \beta}{b \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right] \cdot \left(\frac{1}{E_b} + H_\epsilon \right) \right\rangle} \quad (33)$$

$$R_{b,rep}(t, \tau) = \frac{k_{bt,rep} R_{bt} \cdot \left(\frac{h \operatorname{ctg} \varphi}{l_{sup} \sin^2 \beta} - \operatorname{ctg} \varphi \cdot \operatorname{ctg} \beta - \cos^2 \varphi \right)}{1 - L_\epsilon \cdot \left[\frac{G_b}{\sin^2 \varphi} + \frac{6 E_s J_s \cdot n \cdot \cos(\varphi - \beta) \sin \beta}{b \left(d_s \cdot \sqrt{\frac{E_s}{E_b}} \cdot \left(1,4 + 1,25 \sqrt{\frac{a_s}{d_s}} \right)^3 \right) \sin \varphi} \right] \cdot \left(\frac{1}{E_b} + H_\epsilon \right)} \quad (34)$$

Предел выносливости продольной арматуры $R_{sq,rep}(t)$ в месте пересечения с критической наклонной трещиной в условиях плоского напряженного состояния определяем по (24). Предел выносливости анкеровки продольной арматуры $R_{an,rep}(t)$ за критической наклонной трещиной определяем по (25). Предел выносливости $R_{sw,rep}(t)$ стержней

поперечной арматуры при осевом нагружении определяем по (24) принимая при этом $\tau_s^{max} = 0$.

При проектировании железобетонных конструкций в ряде случаев возникает необходимость в прикидочной оценке выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил, не прибегая к сложным расчетам. На основе разработанных в диссертации инженерных методов расчета выносливости по напряжениям в диссертации даны уравнения для определения предельного усилия, которое может выдержать конструктивный элемент неограниченное количество циклов многократно повторяющегося нагружения не разрушаясь и предельное усилие, которое может выдержать конструктивный элемент при циклическом нагружении, при количестве циклов нагружения меньше, чем базовое.

Для оценки достоверности разработанных методов расчета выносливости железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил в диссертации выполнено сопоставление результатов расчета с опытными данными. Теоретические результаты удовлетворительно согласуются с экспериментальными данными, полученными при усталостных испытаниях железобетонных балок при различных пролетах среза. Об эффективности разработанных методов расчета свидетельствуют результаты статистической обработки: математическое ожидание $Q_{теор}/Q_{он} = 0,95 - 1,05$ и коэффициент вариации $\nu = 0,084$.

ОБЩИЕ ВЫВОДЫ

1. Анализ существующих подходов и методов расчета выносливости железобетонных конструкций показывает, что расчет их выносливости при действии поперечных сил производится в предположении упругой работы бетона без учета физической нелинейности бетона и изменения режимов деформирования материалов в составе конструкции при циклическом нагружении, что не отражает действительной картины напряженно-деформированного состояния, механизма и форм усталостного разрушения конструкций, и поэтому требуется дальнейшее усовершенствование и развитие теории усталостного сопротивления железобетонных конструкций при действии поперечных сил.
2. Разработаны новые методы расчета выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил с учетом физической нелинейности бетона, одновременного изменения напряженно-деформированного состояния элементов, прочностных и деформативных свойств и режимов деформирования бетона и арматуры в составе конструкций в процессе циклического нагружения.
3. Экспериментальными исследованиями установлено, что усталостное разрушение по наклонному сечению изгибаемых элементов при действии поперечных сил происходит либо по сжатой зоне, либо по растянутой зоне. Разрушение по растянутой зоне происходит в результате усталостного разрыва продольной арматуры в месте пересечения с наклонной трещиной или усталости ее сцепления с бетоном (нарушения анкеровки арматуры). Усталостное разрушение, как по бетону сжатой зоны, так и по арматуре рассматривается как непрерывный процесс зарождения и развития усталостных микро- и макротрещин в них. В этой связи, в предлагаемой методике расчета выносливости, условия выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил назначены с учетом возможных видов усталостного разрушения при циклическом нагружении.
4. В рамках предлагаемой методики расчета выносливости железобетонных конструкций разработаны физические модели усталостного сопротивления железобетонных конструкций действию поперечных сил.

5. В рамках предлагаемой методики расчета выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил разработан математический аппарат для расчетной оценки: фактических напряжений в бетоне и арматуре и коэффициентов асимметрии цикла напряжений с учетом их изменения за счет накопления остаточных напряжений; фактических пределов выносливости бетона и арматуры с учетом изменения коэффициентов асимметрии цикла напряжений и развития усталостных микро- и макротрещин в них.
6. Впервые предложена методика трансформирования диаграммы упруго-пластического сцепления между бетоном и арматурой для циклического нагружения и на этой основе получены общие аналитические зависимости для описания изменения смещений продольной арматуры в зоне анкеровки арматуры в процессе циклического нагружения и получены аналитические зависимости для оценки усталостной прочности и выносливости анкеровки арматуры с учетом развития усталостных микро- и макротрещин в контактной зоне арматуры с бетоном.
7. На основе разработанных физических моделей усталостного сопротивления железобетонных конструкций действию поперечных сил и новых методов расчета выносливости разработаны рекомендации и алгоритм расчета выносливости железобетонных конструкций при действии поперечных сил.
8. Результаты расчетов по предлагаемым методикам удовлетворительно согласуются с экспериментальными данными, о чем свидетельствуют результаты статистической обработки, в частности, математическое ожидание составляет $Q_{теор}/Q_{он} = 0,95 - 1,05$ и коэффициент вариации $v = 0,084$.
9. Впервые разработан и применен новый метод определения зон концентрации напряжений в железобетонных конструкциях при многократно повторяющихся нагрузках, основанный на контроле гистерезисных энергопотерь (теплопотерь) с помощью тепловизора и установлены основные закономерности распределения наибольших напряжений, формы, размеры и положения областей (зон) концентрации напряжений в железобетонных элементах в зоне действия поперечных сил.
10. Универсальность и физическая обоснованность исходных предпосылок предлагаемой методики расчета выносливости и разработанных физических моделей усталостного сопротивления при действии поперечных сил позволяет развивать основные положения работы в решении таких насущных вопросов, как разработка методики оценки выносливости, трещиностойкости и деформативности железобетонных конструкций различных конструктивных форм и схем нагружений.

Основные положения диссертации опубликованы в следующих работах:

1. Мирсяпов Ил.Т. Выносливость наклонных сечений сборно-монолитных железобетонных элементов при многократно повторяющихся нагрузках/ Ил.Т.Мирсяпов//Исследование прочности и деформативности сборно-монолитных конструкций при различных режимах нагружения: сб. -Казань: КХТИ, 1984.- С. 57-59.
2. Кириллов А.П. Выносливость наклонного сечения железобетонных изгибаемых элементов/А.П.Кириллов, Ил.Т.Мирсяпов// Работа бетона и железобетона с различными видами армирования на выносливость при многократно повторяющихся нагрузках: Тезисы докладов Всесоюзного координационного совещания. - Львов, 1987. - С. 27.
3. Кириллов А.П. Выносливость наклонного сечения железобетонных изгибаемых элементов/ А.П. Кириллов, Ил.Т.Мирсяпов// Бетон и железобетон. - М., 1988, № 7. - С. 36-38.
4. Мирсяпов Ил.Т.Расчет выносливости сборно-монолитных конструкций по наклонному сечению/ Ил.Т.Мирсяпов// Рекомендации по расчету и конструированию сборно-монолитных

- железобетонных элементов стен и перекрытий сооружений АЭС. МО «Атомэнергопроект». Под общей ред. А.П. Кириллова. - М., 1988. - С. 29-31.
5. Мирсаяпов Ил.Т. Расчет выносливости контакта между сборным и монолитным бетонами/ Ил.Т.Мирсаяпов// Рекомендации по расчету и конструированию сборно-монолитных железобетонных элементов стен и перекрытий сооружений АЭС. МО «Атомэнергопроект». Под общей ред. А.П. Кириллова. - М., 1988. - С. 31-33.
6. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостная прочность бетона и арматуры / Ил.Т.Мирсаяпов// Рекомендации по расчету и конструированию сборно-монолитных железобетонных элементов стен и перекрытий сооружений АЭС. МО «Атомэнергопроект». Под общей ред. А.П. Кириллова. - М., 1988. - С. 33-35.
7. Мирсаяпов Ил.Т. Выносливость сборно-монолитных железобетонных балок по наклонному сечению / Ил.Т.Мирсаяпов// автореф. дис. канд. техн. наук. МИСИ им. В.В.Куйбышева. - М., 1988.- 24 с.
8. Мирсаяпов Ил.Т. Оценка выносливости наклонного сечения и контакта сборно-монолитных изгибаемых конструкций/Ил.Т.Мирсаяпов//«Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций, и их внедрение в строительную практику»:Тезисы докладов Украинской республиканской научно-технической конференции. - Полтава, 1989. С. 124-125.
9. Кириллов А.П. Оценка выносливости наклонного сечения и контакта сборно-монолитных изгибаемых конструкций/ А.П. Кириллов, Ил.Т.Мирсаяпов// Энергетическое строительство. - 1989, № 1. - С. 77-79.
10. Кириллов А.П. Выносливость сборно-монолитных железобетонных конструкций/ А.П. Кириллов, И.Т.Мирсаяпов, Ил.Т.Мирсаяпов// Учебное пособие. Иванов. хим.-техн. ин-т, Иванов. инж.-строит. ин-т. Иваново. 1990. - 92 с.
11. Мирсаяпов Ил.Т. Стержневые модели усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов//«Инженерные проблемы современного железобетона». Материалы международной конференции по бетону и железобетону. - Сборник научных статей. - Иваново. 1995. - С. 180-185.
12. Мирсаяпов И.Т. Модель усталостного разрушения бетона при сжатии/ И.Т.Мирсаяпов, Ил.Т.Мирсаяпов//«Инженерные проблемы современного железобетона». Материалы международной конференции по бетону и железобетону. - Сборник научных статей. - Иваново. 1995. - С. 210-215.
13. Mirsayapov I.T. Modeling of the Concrete Destruction Process Under Compression/ I.T. Mirsayapov, П.Т. Mirsayapov// «Concrete in The Service of Mankind». University of Dundee International congress Dandy.1996. - s. 129-130
14. Mirsayapov I.T. Model of fatigue rupture of concrete under compression / I.T. Mirsayapov, П.Т. Mirsayapov//«XLI KONFERENCIA NAUKOWA KLIW PAN i KN PZITW "KRYNICA 95". Krakow.1995. - s. 220-226.
15. Мирсаяпов Ил.Т. Оценка выносливости железобетонных конструкций при циклических нагрузках на основе деформационной модели/ Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. - Казань. 1999, № 1. С. 53-56.
16. Мирсаяпов И.Т. Деформационная расчетная модель выносливости железобетонных элементов при совместном действии изгибающего момента и поперечных сил/ И.Т.Мирсаяпов, Ф.М.Ахметов, Ил.Т.Мирсаяпов// Вестник РААСН. М., 1999. - С. 45-50.
17. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостная прочность железобетонных балок при срезе и расчет выносливости наклонных сечений./ Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. - Казань. -2001, № 4. С. 57-60.
18. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостная прочность железобетонных балок при срезе от воздействия режимных многократно повторяющихся нагрузок./ Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. - Казань. -2002, № 1. С. 51-54.
19. Мирсаяпов Ил.Т. Некоторые аспекты сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил при многократно повторяющихся нагружениях/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы 55 республиканской научной конференции: сборник научных трудов аспирантов и докторантов. Казань. 2003. - С. 32-38.

20. Мирсаяпов Ил.Т. Об основах усталостного сопротивления железобетонных элементов при действии поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. – Казань. -2004, № 1. С. 38-40.
21. Мирсаяпов Ил.Т. Напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов с большим пролетом среза в зоне действия поперечных сил при нестационарном циклическом нагружении и основы расчета их выносливости/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы 56 республиканской научной конференции: сборник научных трудов аспирантов и докторантов. Казань. 2004. - С. 41-50.
22. Мирсаяпов Ил.Т. Критерии усталостного разрушения по наклонному сечению железобетонных изгибаемых элементов с большим пролетом среза/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы 56 республиканской научной конференции: сборник научных трудов аспирантов и докторантов, Казань. 2004. - С. 51-57.
23. Мирсаяпов Ил.Т. Напряженно-деформированное состояние в приопорной зоне изгибаемых элементов при действии циклических нагрузок / Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. – Казань. - 2004, № 2. С. 47-50.
24. Мирсаяпов Ил.Т. Гипотеза о развитии критической наклонной трещины в железобетонных элементах с большим пролетом среза и критерий усталостного разрушения по бетону сжатой зоны наклонного сечения/ Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. – Казань. -2004, № 3. С. 67-69.
25. Мирсаяпов Ил.Т. Остаточная прочность железобетонных элементов с малым пролетом среза при циклических нагрузках/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы международного научно-промышленного форума «Великие реки»: Тезисы докладов международного конгресса. Н.Новгород. 2005. С. 121-123.
26. Мирсаяпов Ил.Т. Объективная прочность железобетонных элементов со средним пролетом среза при циклических нагрузках/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы международного научно-промышленного форума «Великие реки»: Тезисы докладов международного конгресса. Н.Новгород. 2005. С. 119-121.
27. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостная прочность железобетонных изгибаемых элементов при больших пролетах среза/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы международного научно-промышленного форума «Великие реки»: Тезисы докладов международного конгресса. Н.Новгород. – 2005. С. 123-124.
28. Мирсаяпов Ил.Т. Основы усталостного сопротивления изгибаемых железобетонных элементов с малым пролетом среза в зоне действия поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы 57 республиканской научной конференции: сборник научных трудов аспирантов и докторантов. Казань. 2005. - С. 92-99.
29. Мирсаяпов Ил.Т. Основы усталостного сопротивления изгибаемых железобетонных элементов в зоне действия поперечных сил при средних пролетах среза/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы 57 республиканской научной конференции: сборник научных трудов аспирантов и докторантов. Казань. 2005. - С. 85-91.
30. Мирсаяпов Ил.Т. Модель усталостного разрушения при действии поперечных сил железобетонных изгибаемых элементов с большим пролетом среза/ Ил.Т.Мирсаяпов// Известия КГАСУ. -Казань. 2005, № 1. - С. 31-34.
31. Мирсаяпов Ил.Т. Оценка влияния качества бетона на долговечность и надежность железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов// Известия КГАСУ. -Казань. 2005, № 2. - С. 80-84.
32. Мирсаяпов Ил.Т. О программно-техническом комплексе для проведения статических и усталостных испытаний изгибаемых железобетонных элементов. / Ил.Т.Мирсаяпов, В.П.Наумов, А.В.Наумов, С.Г.Ичанкин// Наука и язык. – Казань. -2005, № 2. С. 54-58.
33. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостное разрушение железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при средних пролетах среза/ Ил.Т.Мирсаяпов//Вестник БГТУ им. В.Г.Шухова. -Белгород. 2005, № 10. - С. 409-411.
34. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостная прочность железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при больших пролетах среза/ Ил.Т.Мирсаяпов//Вестник БГТУ им. В.Г.Шухова. -Белгород. 2005, № 10. - С. 412-415.
35. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостное разрушение железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил при больших пролетах среза и рекомендации по оценке их

- выносливости/Ил.Т.Мирсаяпов//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений**. - М. 2005, №2. С. 46-49.
36. Мирсаяпов Ил.Т. О модели усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов с средним пролетом среза/ Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. - Казань. -2005, № 3. С. 61-62.
37. Мирсаяпов Ил.Т. Расчет выносливости наклонных сечений железобетонных балок при больших пролетах среза на основе модели усталостного разрушения/ Ил.Т.Мирсаяпов// Известия ВУЗов: «Строительство». - Новосибирск. 2005, №7. - С. 10-16.
38. Мирсаяпов Ил.Т. Расчет выносливости наклонных сечений железобетонных балок при больших пролетах среза/Ил.Т.Мирсаяпов//Материалы 58 республиканской научной конференции: сборник научных трудов аспирантов и докторантов. -Казань. 2006. - С. 48-54.
39. Мирсаяпов Ил.Т. Расчет выносливости наклонного сечения железобетонных изгибаемых элементов при средних пролетах среза/ Ил.Т.Мирсаяпов// Материалы 58 республиканской научной конференции: сборник научных трудов аспирантов и докторантов. -Казань. 2006. - С. 55-58.
40. Мирсаяпов Ил.Т. Модели усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов в зоне действия поперечных сил /Ил.Т.Мирсаяпов//Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. - М. 2006, №1. - С. 20-27.
41. Мирсаяпов Ил.Т. Расчет выносливости наклонного сечения железобетонных элементов с большим пролетом среза / Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. - Казань. -2006, № 1.- С. 61-63.
42. Мирсаяпов Ил.Т. Физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов//Известия КГАСУ. Казань. 2006, № 1. - С. 82-86.
43. Мирсаяпов Ил.Т. Расчет выносливости наклонного сечения железобетонных элементов со средним пролетом среза / Ил.Т.Мирсаяпов// Наука и язык. - Казань. -2006, № 2.- С. 62-64.
44. Мирсаяпов Ил.Т. Физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил / Ил.Т.Мирсаяпов // IZVESTIJA.KGASU.RU: электронное научное издание «Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета (КазГАСУ)». № 1, 2006. URL: [http://izvestija.kgasu.ru/files/N1\(5\)2006/Mirsajapov_Ilsh_82-86.pdf](http://izvestija.kgasu.ru/files/N1(5)2006/Mirsajapov_Ilsh_82-86.pdf) (дата обращения: 30.12.2006).
45. Мирсаяпов Ил.Т. Модель усталостного разрушения железобетонных изгибаемых элементов с большим пролетом среза в зоне совместного действия изгибаемых моментов и поперечных сил/ Ил.Т.Мирсаяпов//Бетон и железобетон. - М. -2006, № 2.- С. 28-30.
46. Мирсаяпов Ил.Т. Классификация железобетонных изгибаемых элементов, воспринимающих поперечные силы при многократно повторяющихся нагрузках / Ил.Т.Мирсаяпов// Известия КГАСУ. -Казань. 2006, № 2. - С. 59-62.
47. Мирсаяпов Ил.Т. Определение зон концентрации напряжений в железобетонных конструкциях методом тепловизионного контроля / Ил.Т.Мирсаяпов, Ю.П.Дябин, Р.Р.Галиуллин// Известия КГАСУ. -Казань. 2006, №2. - С. 63-65.
48. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостное сопротивление изгибаемых элементов действию поперечных сил при средних пролетах среза / Ил.Т.Мирсаяпов//Бетон и железобетон. - М., 2006, № 3- С. 23-25.
49. Мирсаяпов Ил.Т. Физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил / Ил.Т.Мирсаяпов// Известия ВУЗов: «Строительство». - Новосибирск. 2006, №8. - С. 4-13.
50. Мирсаяпов Ил.Т. Тепловизионный метод контроля в экспериментальных исследованиях железобетонных изделий / Ил.Т.Мирсаяпов, Ю.П.Дябин, Р.Р.Галиуллин//Строительные материалы. -М. 2006, №9. - С. 56-57.
51. Мирсаяпов Ил.Т. Классификация железобетонных изгибаемых элементов, воспринимающих поперечные силы при многократно повторяющихся нагрузках // IZVESTIJA.KGASU.RU: электронное научное издание «Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета (КазГАСУ)». № 2, 2006. URL: http://izvestija.kgasu.ru/files/2_2006/Mirsajapov_Ilsh_59_62.pdf (дата обращения: 27.01.2007).

52. Мирсаяпов Ил.Т. Физические модели усталостного сопротивления железобетонных изгибаемых элементов действию поперечных сил / Ил.Т.Мирсаяпов//Вестник гражданских инженеров. – Санкт-Петербург. 2007, №1. - С. 4-13.
53. Мирсаяпов Ил.Т., Галиуллин Р.Р., Дябин Ю.П. Определение зон концентрации напряжений в железобетонных конструкциях методом теплового контроля // IZVESTIJA.KGASU.RU: электронное научное издание «Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета (КазГАСУ)». № 2, 2006. URL: http://izvestija.kgasu.ru/files/2_2006/Mirsajapov_Ilsh_Djabin_63_65_.pdf (дата обращения: 27.01.2007).
54. Мирсаяпов Ил.Т. Экспериментальные исследования зон концентрации напряжений при циклическом нагружении методом тепловизионного контроля/ Ил.Т.Мирсаяпов// Вестник КГТУ им. А.Н.Туполева». –Казань. 2007, №3. - С. 45-47.
55. Мирсаяпов Ил.Т. Выявление зон концентрации напряжений в железобетонных конструкциях методом тепловизионного контроля /Ил.Т.Мирсаяпов//«Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений». - М. 2007, №6. -С. 16-18.
56. Мирсаяпов Ил.Т. Способ выявления зон концентрации в строительных конструкциях/ Ил.Т.Мирсаяпов// Патент на изобретение № 2315271. –М. 2008. -14с.
57. Мирсаяпов Ил.Т. Зоны концентрации напряжений в зоне действия поперечных сил железобетонных балок при циклическом нагружении / Ил.Т.Мирсаяпов// Известия КГАСУ. -Казань. 2008, № 1. - С. 83-88.
58. Мирсаяпов Ил.Т. Зоны концентрации напряжений при циклическом нагружении в зоне действия поперечных сил железобетонных балок // IZVESTIJA.KGASU.RU: электронное научное издание «Известия Казанского государственного архитектурно-строительного университета (КазГАСУ)». № 1, 2008. URL: http://izvestija.kgasu.ru/files/1_2008/Mirsajapov_Ilsh_83_88_.pdf (дата обращения: 20.03.2008).
59. Мирсаяпов Ил.Т. Усталостное сопротивление изгибаемых элементов действию поперечных сил при малых пролетах среза / Ил.Т.Мирсаяпов//Бетон и железобетон. – М., 2008, № 1- С. 27-30.
60. Мирсаяпов Ил.Т. Исследования зон концентрации напряжений при циклическом нагружении методом тепловизионного контроля/ Ил.Т.Мирсаяпов//Проблемы прочности. -Киев. 2009, № 3. С. 134-142.
61. Mirsayapov I.T. A study of stress concentration zones under cyclic loading by thermal imaging method/ I.T. Mirsayapov//Strength of Materials. – New York: Springer New York, 2009, Vol 41, Number 3. – pp. 339-344.
62. Мирсаяпов Ил.Т. Зоны концентрации напряжений при циклическом нагружении при поперечном изгибе железобетонных балок / Ил.Т.Мирсаяпов//Бетон и железобетон. – М., 2009, № 6. С. 23-27.

Подписано к печати 24 ноября 2009 г. Формат 60х84/16. Печать RISO.

Объем 2,38 п.л.

Тираж 120.

Заказ № 653.

Печатно-множительный отдел КГАСУ

420043, г.Казань, ул. Зеленая 1.

